

СПРАВОЧНИК ПРОЕКТИРОВЩИКА

Основания, фундаменты и подземные сооружения

Под общей редакцией д-ра техн. наук, проф.
Е. А. СОРОЧАНА
и канд. техн. наук
Ю. Г. ТРОФИМЕНКОВА



МОСКВА
СТРОИИЗДАТ
1985

Печатается по решению Главной редакционной коллегии серии справочников проектировщика промышленных зданий и сооружений.

Главный редактор В. Е. Зубков.

Редколлегия: А. С. Бахарев, С. М. Гликин, Б. Я. Говоровский, Г. Н. Доможиров, В. И. Королев, В. В. Кузнецов, Е. Г. Кутухтин, С. Н. Никитин, Н. И. Орехова, С. Е. Потехин, В. Н. Самохин, В. М. Спиридонов, В. А. Цветков, С. Д. Чубаров, Ю. И. Шиллер.

Авторы: доктора техн. наук М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов, П. А. Коновалов, М. И. Смородинов, Е. А. Сорочан; кандидаты техн. наук Б. В. Баходдин, Р. Х. Валеев, А. В. Вронский, О. И. Игнатова, Л. Г. Мариупольский, Б. С. Смолин, А. С. Снарский, А. Н. Токин, Ю. Г. Трофименков, Б. С. Федоров, А. И. Юшин; инженеры В. К. Демидов, Л. И. Иванов, В. М. Казанцев, Н. К. Коньков, Ю. В. Лабзов, Е. Ф. Лаш, Г. М. Лешин, В. А. Михальчук, М. Л. Моргулис, Р. Е. Ханин, Б. Н. Фомин, А. В. Шапиро.

О—75 **Основания, фундаменты и подземные сооружения**/М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.; Под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с., ил. — (Справочник проектировщика).

Приведены сведения по расчету и проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений различного назначения, а также подземных сооружений. Рассмотрены свойства грунтов, конструкции фундаментов, особенности их проектирования в различных грунтовых условиях. Большое внимание уделено проектированию сложных оснований и фундаментов. Даны рекомендации по выбору оборудования и производству работ.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

320200000—383
О 047(01)—85 46—85

ББК 38.58
6С4.03

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.		Стр.
Предисловие	7	Глава 5. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения [пп. 5.1—5.5 (кроме 5.5.2 и 5.5.3А), п. 5.7 — А. В. Вронский; пп. 5.5.2 и 5.5.3А — Е. А. Сорочан; п. 5.6 — А. С. Снарский]	58
Основные условные обозначения	9	5.1. Основные положения	58
Глава 1. Свойства грунтов (О. И. Игнавова)	9	5.2. Распределение напряжений в основаниях	60
1.1. Происхождение и состав грунтов	9	5.2.1. Однородное основание	60
1.2. Физические свойства грунтов	10	5.2.2. Неоднородное основание	65
1.2.1. Характеристики плотности грунтов и плотности их сложения	10	5.2.3. Напряжения от собственного веса грунта	67
1.2.2. Влажность грунтов и характеристики пластичности пылеватоглинистых грунтов	10	5.3. Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах оснований	67
1.3. Классификация грунтов	10	5.4. Глубина заложения фундаментов	68
1.4. Деформируемость грунтов при сжатии	13	5.5. Расчет оснований по деформациям	73
1.4.1. Определение модуля деформации в полевых условиях	14	5.5.1. Общие положения	73
1.4.2. Определение модуля деформации в лабораторных условиях	15	5.5.2. Расчетное сопротивление грунтов основания	75
1.5. Прочность грунтов	15	5.5.3. Определение основных размеров фундаментов	79
1.5.1. Определение прочностных характеристик в лабораторных условиях	16	5.5.4. Расчет деформаций основания	83
1.5.2. Определение прочностных характеристик в полевых условиях	17	5.5.5. Предельные деформации основания	92
1.6. Фильтрационные свойства грунтов	18	5.6. Расчет оснований по несущей способности	95
1.7. Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов	19	5.6.1. Общие положения	95
Список литературы	22	5.6.2. Несущая способность оснований, сложенных грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии	96
Глава 2. Инженерно-геологические изыскания (Л. Г. Мариупольский)	23	5.6.3. Расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига	104
2.1. Общие сведения	23	5.6.4. Графоаналитический метод расчета несущей способности основания (метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения)	105
2.2. Требования к техническому заданию и программе изысканий	23	5.6.5. Несущая способность оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными пылеватоглинистыми и биогенными грунтами, а также илами	107
2.3. Этапы, состав и объем изысканий	25	5.7. Мероприятия по уменьшению деформаций оснований и влияния их на сооружение	108
2.4. Основные принципы назначения состава и объема исследований грунтов	27	Список литературы	109
2.5. Представление результатов инженерно-геологических изысканий	30	Глава 6. Проектирование конструкций фундаментов (п. 6.1 — А. В. Шакиро, Е. А. Сорочан; п. 6.2—6.4 — Е. А. Сорочан; п. 6.5 — М. И. Горбунов-Посадов)	110
Список литературы	30	6.1. Расчет железобетонных фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений	110
Глава 3. Общие принципы выбора типа оснований и фундаментов (Р. Х. Валеев, Ю. Г. Трофименков, Р. Е. Ханин)	31	6.1.1. Общие положения	110
3.1. Основные положения	31	6.1.2. Расчет фундаментов на продавливание	110
3.2. Типы оснований и фундаментов и область их применения	31	6.1.3. Определение площади сечений арматуры плитной части	113
3.3. Техничко-экономические показатели и их назначение	31	6.1.4. Расчет плитной части на «обратный» момент	113
3.4. Факторы, влияющие на выбор технико-экономических показателей	32	6.1.5. Расчет прочности поперечных сечений подколонника	114
3.5. Принципы сопоставимости конструктивных решений фундаментов различных типов зданий и сооружений	33	6.2. Расчет ленточных фундаментов и стен подвалов	117
3.6. Рекомендации для выбора оснований и фундаментов	33	6.2.1. Общие положения	117
3.7. Методика технико-экономических сравнений фундаментов различных типов	34	6.2.2. Расчет ленточных фундаментов	118
3.8. Экспресс-методы технико-экономической оценки фундаментов различных типов	35	6.2.3. Расчет стен подвалов	120
3.9. Удельные показатели стоимости и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов	37	6.3. Расчет буробетонных фундаментов	122
Список литературы	38	6.3.1. Общие положения	122
Глава 4. Конструкции фундаментов мелкого заложения (Е. А. Сорочан)	39	6.3.2. Метод расчета	123
4.1. Основные положения	39	6.4. Расчет фундаментов с анкерами в не скальных грунтах	126
4.2. Материалы фундаментов	39	6.4.1. Общие положения	126
4.3. Конструкция фундаментов	44	6.4.2. Метод расчета	127
4.3.1. Столбчатые фундаменты под стены	44	6.5. Расчет плитных и ленточных фундаментов под колонны	131
4.3.2. Ленточные и прерывистые фундаменты под стены	44	6.5.1. Общие положения	131
4.3.3. Отдельные фундаменты под колонны	49	6.5.2. Предварительное назначение размеров сечений	131
4.3.4. Ленточные и плитные фундаменты под колонны	57		
Список литературы	57		

	Стр.		Стр.
6.5.3. Расчет фундаментных балок и плит как конструкций на упругом основании	132	8.4.1. Свайные фундаменты жилых домов	199
6.5.4. Связь между расчетными значениями модуля деформации и коэффициента постели	132	8.4.2. Фундаменты из забивных свай для каркасных зданий	200
6.5.5. Определение расчетных значений модуля деформации E_0	133	8.4.3. Фундаменты из буронабивных свай для каркасных зданий	200
6.5.6. Методы расчета конструкций	133	8.4.4. Свайные фундаменты каркасных зданий со сборными ростверками	201
6.5.7. Расчет конструкций на упругом основании по таблицам	134	8.4.5. Безростверковые свайные фундаменты каркасных зданий	201
Список литературы	146	8.4.6. Фундаменты из свайных полей	202
Глава 7. Расчет и проектирование подпорных стен (А. С. Снарский)	147	8.4.7. Свайные фундаменты вблизи заглубленных сооружений и фундаментов под оборудование	204
7.1. Типы подпорных стен	147	8.4.8. Бескоплованные свайные фундаменты	205
7.2. Определение активного и пассивного давления грунта на стены	148	8.5. Выполнение свайных работ	205
7.2.1. Общие положения	148	8.5.1. Погружение свай заводского изготовления	206
7.2.2. Характеристики грунта, используемые при определении давления грунта	148	8.5.2. Подбор молота для погружения свай	207
7.2.3. Активное давление грунта	148	8.5.3. Изготовление буронабивных свай	210
7.2.4. Пассивное давление грунта	150	8.5.4. Контроль и приемка свайных фундаментов	214
7.3. Расчет массивных и уголкового подпорных стен	150	Список литературы	215
7.3.1. Общие положения	150	Глава 9. Расчет и проектирование фундаментов машин и оборудования с динамическими нагрузками (В. А. Ильичев, В. А. Михальчук)	216
7.3.2. Расчет устойчивости оснований стен против сдвига по подошве и глубокого сдвига по ломаным поверхностям скольжения	150	9.1. Основные положения расчета	216
7.3.3. Расчет оснований подпорных стен по деформациям	151	9.1.1. Расчет по первой группе предельных состояний	217
7.4. Расчет гибких незаанкерных подпорных стен	153	9.1.2. Расчет по второй группе предельных состояний	218
7.4.1. Общие положения	153	9.2. Определение упругих и демпфирующих характеристик основания для расчета фундаментов	219
7.4.2. Параметры грунта и стен, необходимые для расчета	153	9.2.1. Коэффициенты жесткости и демпфирования для фундаментов на естественном основании	219
7.4.3. Давление грунта	154	9.2.2. Коэффициенты жесткости и демпфирования для свайных фундаментов. Определение приведенной массы	220
Список литературы	155	9.3. Принципы проектирования	221
Глава 8. Проектирование свайных фундаментов (Б. В. Бахолдин, Г. М. Лещин, Р. Е. Ханин)	156	9.3.1. Исходные данные для проектирования фундаментов машин и оборудования	221
8.1. Номенклатура и область применения свай различных видов	156	9.3.2. Основные требования по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками	222
8.1.1. Государственные стандарты на свай	156	9.3.3. Конструктивные решения фундаментов машин с динамическими нагрузками	223
8.1.2. Составные свай квадратного сечения	157	9.4. Распространение колебаний от фундаментов-источников и мероприятия по их уменьшению	223
8.1.3. Свай-колонны	158	9.5. Примеры расчета колебаний фундаментов машин с динамическими нагрузками	225
8.1.4. Буронабивные свай	159	Список литературы	229
8.1.5. Набивные свай в уплотненном основании	163	Глава 10. Проектирование оснований сооружений, возводимых на структурно-неустойчивых грунтах (п. 10.1 — В. В. Кругов; п. 10.2 — Е. А. Сорочан)	230
8.1.6. Пирамидальные свай	164	10.1. Проектирование оснований на просадочных грунтах	230
8.1.7. Прочие виды свай	164	10.1.1. Общие положения	230
8.2. Расчет свай и свайных фундаментов	165	10.1.2. Расчет просадочных деформаций	231
8.2.1. Методы определения несущей способности свай и область их применения	165	10.1.3. Расчет оснований	234
8.2.2. Расчет свай на горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты	168	10.1.4. Проектирование уплотненных оснований	236
8.2.3. Расчет свай по прочности и раскрытию трещин	177	10.1.5. Водозащитные мероприятия	242
8.2.4. Расчет осадок свайных фундаментов	178	10.1.6. Мероприятия по обеспечению нормальной эксплуатации деформировавшихся зданий	244
8.2.5. Расчет кренов свайных фундаментов	182	10.2. Проектирование оснований и фундаментов на набухающих грунтах	245
8.2.6. Расчет железобетонных ростверков	183	10.2.1. Общие положения	245
8.3. Проектирование свай и свайных фундаментов	185	10.2.2. Исходные данные для проектирования	245
8.3.1. Исходные данные для проектирования	185	10.2.3. Проектирование оснований и фундаментов	246
8.3.2. Выбор типа свайных фундаментов и нагрузок на них	186	Список литературы	250
8.3.3. Выбор несущего слоя грунтов и определение размеров свай	187		
8.3.4. Проектирование свайного поля и ростверков	187		
8.3.5. Состав проекта свайных фундаментов	198		
8.3.6. Особенности проектирования свайных фундаментов в лессовых просадочных грунтах	199		
8.4. Конструктивные решения свайных фундаментов	199		

Стр.	Стр.
Глава 11. Проектирование оснований на сильносжимаемых и насыпных грунтах (п. 11.1.1—11.1.6 — П. А. Коновалов; п. 11.1.7—В. М. Казанцев; п. 11.2 — В. И. Крутов)	251
11.1. Проектирование оснований на сильносжимаемых грунтах	251
11.1.1. Общие положения	251
11.1.2. Проектирование предпостроечного уплотнения оснований, сложенных водонасыщенными сильносжимаемыми грунтами	251
11.1.3. Методы расчета осадок и сроков консолидации оснований	254
11.1.4. Особенности расчета оснований	256
11.1.5. Методика определения коэффициента консолидации	256
11.1.6. Конструктивные мероприятия	257
11.1.7. Особенности расчета и конструирования оснований и фундаментов стальных вертикальных резервуаров	258
11.2. Проектирование оснований на насыпных грунтах	260
11.2.1. Общие положения	260
11.2.2. Расчет оснований на насыпных грунтах	261
11.2.3. Проектирование оснований на насыпных грунтах	263
Список литературы	266
Глава 12. Проектирование фундаментов в особых условиях (п. 12.1 — А. И. Юшин; п. 12.2 — В. А. Ильичев; п. 12.3 — Е. А. Сорочан)	267
12.1. Особенности проектирования оснований и фундаментов на подрабатываемых территориях	267
12.1.1. Деформации земной поверхности, вызываемые горными выработками, и их воздействие на конструкции зданий	267
12.1.2. Принципы проектирования оснований и фундаментов на подрабатываемых территориях	267
12.1.3. Расчет фундаментов на естественном основании на воздействие горизонтальных деформаций	269
12.1.4. Проектирование и расчет свайных фундаментов на подрабатываемых территориях	273
12.2. Сейсмостойкость оснований и фундаментов	277
12.2.1. Общие положения	277
12.2.2. Оценка интенсивности сейсмических колебаний в зависимости от грунтовых условий	277
12.2.3. Влияние упругой податливости основания на периоды свободных колебаний зданий и сооружений	278
12.2.4. Принципы расчета и требования по конструированию сейсмостойких оснований и фундаментов	281
12.2.5. Сейсмостойкость фундаментов на естественных основаниях	282
12.2.6. Сейсмостойкость свайных фундаментов	285
12.3. Проектирование фундаментов на закарстованных территориях	293
Список литературы	297
Глава 13. Проектирование искусственных оснований (п. 13.1 — В. И. Крутов, Б. С. Смолен; п. 13.2 — А. Н. Токин; п. 13.3 — Б. С. Смолен)	298
13.1. Поверхностное и глубинное уплотнение грунтов	298
13.1.1. Общие положения	298
13.1.2. Исходные данные для проектирования	300
13.1.3. Уплотнение грунтов укаткой	301
13.1.4. Уплотнение трамбуемыми машинами	303
13.1.5. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками	303
13.1.6. Вытрамбовывание котлованов	305
13.1.7. Глубинное уплотнение пробивкой скважин	307
13.1.8. Уплотнение подводными и глубинными взрывами	309
13.2. Инъекционное закрепление грунтов способами силикатизации и смоллизации	310
13.2.1. Общие положения	310
13.2.2. Расчет основных параметров	314
13.2.3. Оборудование для производства работ	315
13.2.4. Технологическая схема закрепления	317
13.2.5. Проектирование оснований и фундаментов из химически закрепленных инъекций грунтов	319
13.2.6. Проектирование закрепленных силикатизацией массивов в просадочных лессовых грунтах	320
13.3. Глубинное вибрационное уплотнение рыхлых песчаных грунтов	324
13.3.1. Общие положения	324
13.3.2. Исходные данные для проектирования и расчета	325
13.3.3. Методы расчета	325
13.3.4. Оборудование для производства работ	326
13.3.5. Данные для проектирования производства работ	327
Список литературы	328
Глава 14. Устойчивость откосов (М. Л. Моргулис)	329
14.1. Конструктивные решения и мероприятия	329
14.2. Исходные данные для проектирования	330
14.3. Методы и примеры расчетов	332
14.3.1. Общие сведения	332
14.3.2. Построение предельных откосов	332
14.3.3. Определение угла плоских откосов при горизонтальной поверхности грунта	333
14.3.4. Определение ширины призмы обрушения откоса	335
14.3.5. Основные принципы определения требуемого контура откоса в сложных условиях	337
14.3.6. Расчет устойчивости отсека грунтового массива против сдвига по выбранной поверхности	339
14.3.7. Определение давления грунта на удерживающие сооружения на откосе	347
Список литературы	350
Глава 15. Проектирование опускных колодцев и оболочек (В. К. Демидов)	351
15.1. Общие сведения	351
15.2. Конструктивные решения	352
15.3. Исходные данные для разработки проектной документации	356
15.4. Методы расчетов	358
15.5. Проект производства работ	366
15.6. Основные машины и механизмы, применяемые при сооружении и опускании колодцев	373
15.7. Примеры расчета	373
Список литературы	376
Глава 16. Проектирование подземных сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте» (Н. К. Коньков, М. И. Смородинов, Б. С. Федоров)	377
16.1. Общие положения	377
16.2. Исходные данные для разработки проектной документации	377
16.3. Конструктивные решения	378
16.4. Оборудование, применяемое при строительстве способом «стена в грунте»	382
16.4.1. Оборудование для приготовления и очистки глинистой суспензии	382
16.4.2. Оборудование для разработки траншей	383

	Стр.		Стр.
16.5. Проект производства работ	385	19.2.2. Дренаж	417
16.5.1. Общие положения	385	19.2.3. Открытые водопонизительные скважины	422
16.5.2. Приготовление глинистой суспензии (раствора)	385	19.2.4. Вакуумные скважины	424
16.5.3. Разработка траншей	386	19.2.5. Водопрямая часть водопонизительных скважин	425
16.5.4. Заполнение траншей монолитным или сборным железобетоном	387	19.2.6. Песчано-гравийная обсыпка трубчатых дренажей и водопонизительных скважин	425
16.5.5. Контроль качества и приемка работ	389	19.2.7. Игольчатые фильтры	429
16.6. Расчет конструкций	390	19.2.8. Наблюдательные скважины	430
Список литературы	392	19.2.9. Водопонизительные системы	430
Глава 17. Анкеры в грунте (Ю. В. Лабзов, М. И. Смородинов)	393	19.2.10. Отвод воды от водопонизительных систем	433
17.1. Общие положения	393	19.3. Исходные данные для проектирования	433
17.2. Конструктивные решения	393	19.4. Методы расчетов	434
17.3. Методы расчета	397	19.4.1. Основные положения по расчетам водопонизительных систем	434
17.4. Технология работ	401	19.4.2. Определение притока подземных вод	435
Список литературы	405	19.4.3. Расчет скважинных водопонизительных систем	444
Глава 18. Укрепление оснований и усиление фундаментов существующих зданий и сооружений (Е. Ф. Лаш)	406	19.4.4. Расчет игольчатых водопонизительных систем	449
18.1. Общие положения	406	19.4.5. Расчет дренажей	452
18.2. Исходные данные	406	19.5. Оборудование и производство работ	454
18.3. Укрепление оснований существующих зданий	407	19.5.1. Водоотлив	454
18.3.1. Цементация	407	19.5.2. Дренаж	454
18.3.2. Дренаж и противодиффузионные завесы	408	19.5.3. Водопонизительные скважины	455
18.3.3. Повышение несущей способности (устойчивости) оснований	410	19.5.4. Устройство игольчатых установок	457
18.3.4. Защита оснований от влияния строящихся рядом зданий и сооружений	411	Список литературы	457
18.4. Усиление (укрепление) фундаментов	411	Глава 20. Проектирование котлованов (Л. И. Иванов)	458
18.4.1. Защита фундаментов от выветривания	411	20.1. Общие сведения	458
18.4.2. Повышение прочности и уширение фундамента	412	20.2. Расчет креплений котлованов	459
18.4.3. Подведение свай	413	20.2.1. Расчет тонких (гибких) свободно стоящих стенок	459
Список литературы	415	20.2.2. Расчет тонких (гибких) заанкеренных стенок	463
Глава 19. Водопонижение (М. Л. Моргулис, Б. Н. Фомин)	416	20.2.3. Расчет анкерных опор	467
19.1. Общие положения	416	20.2.4. Расчет основных конструктивных элементов тонких стенок	469
19.2. Конструктивные решения	416	Список литературы	470
19.2.1. Водоотлив	416	Предметный указатель	471

ПРЕДИСЛОВИЕ

Апрельский (1985 г.) Пленум ЦК КПСС и июньское совещание (1985 г.) в ЦК КПСС поставили задачу всемерной интенсификации народного хозяйства на основе широкого внедрения достижений научно-технического прогресса. Важную роль в осуществлении этой задачи призвано сыграть капитальное строительство, составной частью которого является фундаментостроение.

Использование последних достижений науки и техники для совершенствования конструкций и технологии возведения фундаментов и подземных сооружений позволит повысить их надежность и снизить стоимость строительства в целом.

Со времени выхода в свет справочников проектировщика «Основания и фундаменты» (1964 г.) и «Сложные основания и фундаменты» (1969 г.) прошло более 15 лет. За этот период появилось много новых конструктивных решений в области фундаментостроения, во многом пересмотрены и уточнены методы расчета, разработаны новые методы строительства, такие, например, как способ «стена в грунте», разработаны методы расчета фундаментов для сейсмических районов.

С появлением новых методов строительства, а также строительных конструкций и механизмов требуется более тщательное технико-экономическое сравнение возможных вариантов решений оснований и фундаментов, что является особенно важным в связи с резко возросшим объемом капитального строительства. Следует также отметить, что в последние годы под строительство отводятся все чаще площадки со сложными для строительства инженерно-

геологическими условиями. В то же время вследствие увеличения пролетов в промышленном строительстве и числа этажей в гражданском строительстве резко возрастают нагрузки на фундаменты. Эти обстоятельства повышают ответственность проектировщиков при выборе и расчете фундаментов.

В настоящее время имеются ГОСТы и СНиП, Руководства и Инструкции практически по всем конструкциям и видам работ, встречающимся в фундаментостроении. Объем этих документов составляет десятки печатных листов. Составители Справочника, в котором объединены все основные вопросы фундаментостроения, стремились дать проектировщикам необходимые данные для выбора технико-экономически обоснованного решения, проектирования оснований и фундаментов и осуществления авторского надзора в период строительства. Коллектив авторов Справочника, состоящий из научных работников и проектировщиков, составлявших нормативные документы и использующих их при проектировании, ставил перед собой задачу облегчить пользование нормативными документами, способствовать внедрению наиболее прогрессивных конструкций и методов работ, нашедших применение в последние годы.

Все замечания и пожелания относительно содержания Справочника, которые будут с благодарностью приняты авторами, просьба направлять по адресам: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская, д. 6, НИИ Оснований или 125843, ГСП, Москва, 4-80, Волоколамское шоссе, д. 1, ГПИ Фундаментпроект.

ОСНОВНЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

A — площадь;
 a — расстояние (длина);
 B — ширина подвала (сооружения);
 B_w — ширина замачиваемой площади;
 $B.C$ — нижняя граница сжимаемой толщи;
 $B.SL$ — нижняя граница просадочной толщи;
 $B.SW$ — нижняя граница зоны набухания;
 $B.SH$ — нижняя граница зоны усадки;
 b — ширина подошвы фундамента;
 c — удельное сцепление грунта;
 c_v — коэффициент консолидации;
 D_{pd} — степень разложения органического вещества;
 DL — отметка планировки;
 d — диаметр фундамента; глубина заложения фундамента от уровня планировки;
 d_b — глубина подвала от уровня планировки;
 d_f — расчетная глубина сезонного промерзания грунта;
 d_{fn} — нормативная глубина промерзания;
 d_n — глубина заложения фундамента от поверхности природного рельефа;

d_w — глубина расположения уровня подземных вод;
 d_1 — приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала;
 E — модуль деформации грунта;
 e — коэффициент пористости грунта; эксцентриситет равнодействующей внешней нагрузки по отношению к центру подошвы фундамента;
 F — расчетное значение силы;
 F_u — сила предельного сопротивления основания, соответствующая исчерпанию его несущей способности;
 F_v — вертикальная составляющая силы;
 F_h — горизонтальная составляющая силы;
 F_{sa}, F_{st} — силы, действующие по плоскости скольжения, соответственно сдвигающие и удерживающие (активные и реактивные);
 $F.L$ — отметка подошвы фундамента;
 f — сила на единицу длины элемента (фундамента); стрела прогиба;

- G — собственный вес фундамента; модуль сдвига;
 g — ускорение свободного падения;
 H — толщина линейно-деформируемого слоя;
 H_c — глубина сжимаемой толщи;
 H_{sl} — толщина слоя просадочных грунтов (просадочная толщина);
 H_{sh} — толщина зоны усадки;
 H_{sw} — толщина зоны набухания;
 h — высота; толщина слоя грунта;
 h_{sl} — толщина зоны просадки ($h_{sl,q}$ — от собственного веса; $h_{sl,p}$ — от внешней нагрузки);
 h_{sw} — подъем основания при набухании грунта;
 I — момент инерции сечения;
 I_L — показатель текучести грунта;
 $I_{отп}$ — относительное содержание в грунте органических веществ;
 i — крен фундамента; (сооружения); уклон поверхности потока и т. д.; радиус инерции сечения;
 k — коэффициент жесткости; коэффициент фильтрации;
 k_s — коэффициент постели;
 L — длина здания (сооружения);
 l — длина подошвы фундамента;
 M — момент;
 m — масса;
 m_v — коэффициент изменения объема;
 N — продольная сила; сила, нормальная к подошве фундамента;
 n — то же, на единицу длины; число слоев грунта; пористость грунта;
 p — среднее давление под подошвой фундамента;
 p_{sl} — начальное просадочное давление;
 p_{sw} — давление набухания;
 Q — поперечная сила;
 q — равномерно распределенная вертикальная нагрузка;
 R — расчетное сопротивление грунта основания;
 R_c — расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие;
 r — радиус;
 S — статический момент сечения;
 S_r — степень влажности грунта;
 s — осадка основания;
 s — средняя осадка основания;
 s_{sh} — осадка основания при высыхании набухшего грунта;
 s_{sf} — суффозионная осадка;
 s_{sl} — просадка;
 s_u — предельное значение деформации основания (s_{us} — по технологическим требованиям; s_{ut} — по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций сооружения);
 T — термодинамическая температура;
 t — температура; время;
 u — периметр; избыточное давление в поровой воде;
 V — объем;
 v — скорость (линейная);
 W — момент сопротивления сечения; работа;
 w — влажность грунта природная;
 w_p — влажность на границе пластичности (раскатывания);
 w_L — влажность на границе текучести;
 w_{eq} — конечная (установившаяся) влажность;
 w_{sat} — влажность, соответствующая полному водонасыщению;
 w_{sl} — начальная просадочная влажность;
 w_{sh} — влажность на пределе усадки;
 X — среднее значение характеристики грунта;
 X_n — нормативное значение характеристики;
 X_r — расчетное значение характеристики;
 z — глубина (расстояние) от подошвы фундамента; плечо пары внутренних сил;
 α — доверительная вероятность (обеспеченность) расчетных значений характеристик; коэффициент линейного расширения;
 α_E — степень изменчивости сжимаемости основания;
 β — плоский угол;
 γ — удельный вес грунта; угол сдвига;
 γ_d — удельный вес грунта в сухом состоянии;
 γ_s — удельный вес частиц грунта;
 γ_{sat} — удельный вес грунта при полном водонасыщении;
 γ_{sb} — удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды;
 γ_c — коэффициент условий работы;
 γ_f — коэффициент надежности по нагрузке;
 γ_m — коэффициент надежности по материалу;
 γ_g — коэффициент надежности по грунту;
 γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения;
 $\zeta=2z/b$ — относительная глубина положения рассматриваемой точки от подошвы фундамента;
 $\eta=l/b$ — соотношение сторон прямоугольного фундамента;
 ϕ — угол поворота;
 λ — длина волны; относительное заглубление фундамента ($\lambda=d/l$);
 μ — коэффициент трения;
 ν — коэффициент Пуассона;
 ρ — плотность грунта; кризиса;
 ρ_d — плотность грунта в сухом состоянии;
 ρ_s — плотность частиц грунта;
 ρ_{sf} — плотность грунта обратной засыпки;
 σ — нормальное напряжение;
 τ — касательное напряжение;
 φ — угол внутреннего трения грунта.

Глава 1. СВОЙСТВА ГРУНТОВ

1.1. ПРОИСХОЖДЕНИЕ И СОСТАВ ГРУНТОВ

Грунты — горные породы, являющиеся объектом инженерно-строительной деятельности человека и используемые как основание, среда или материал для возведения сооружений.

По происхождению (генезису) горные породы делятся на магматические, осадочные и метаморфические [2]. Магматические (изверженные) породы, образовавшиеся в результате застывания магмы, имеют кристаллическую структуру и классифицируются как скальные грунты. Осадочные породы, образовавшиеся в результате разрушения (выветривания) горных пород и осадения продуктов выветривания из воды или воздуха, могут быть скальными и нескальными. Метаморфические породы — это претерпевшие изменения под влиянием высоких температур и больших давлений магматические и осадочные породы; характеризуются они наличием жестких, преимущественно кристаллизационных связей и классифицируются как скальные грунты.

Осадочные грунты по своему происхождению делятся на континентальные и морские отложения. При этом к морским относятся отложения современных и древних морей. Древние морские отложения — это мелы, песчаники, известняки, доломиты, мергели, юрские и девонские глины и др.

В зависимости от возраста грунты относят к различным геологическим системам. Самыми молодыми осадочными грунтами являются отложения четвертичной системы (Q). Более древние грунты относятся к следующим системам: неоген (N), палеоген (P), меловая (K), юрская (J), триасовая (T), пермская (P), каменноугольная (C), девонская (D), силурийская (S), ордовикская (O), кембрийская (C).

В инженерной деятельности чаще используются четвертичные осадочные грунты, которые подразделяются на генетические типы, приведенные в табл. 1.1.

Грунты, как правило, являются трехфазными системами и состоят из твердых частиц, поры между которыми заполнены водой и газом. Строительные свойства грунтов определяются минералогическим и гранулометрическим составом, структурой, текстурой и состоянием в природном залегании.

При изучении состава грунтов выделяют

ТАБЛИЦА 1.1. ГЕНЕТИЧЕСКИЕ ТИПЫ ГРУНТОВ ЧЕТВЕРТИЧНОГО ВОЗРАСТА

Типы грунтов	Обозначение
Аллювиальные (речные отложения)	a
Озерные	l
Озерно-аллювиальные	la
Делювиальные (отложения дождевых и талых вод на склонах и у подножия возвышенностей)	d
Аллювиально-делювиальные	ad
Эоловые (осаждения из воздуха): эоловые пески, лёссовые грунты	L
Гляциальные (ледниковые отложения)	g
Флювиогляциальные (отложения ледниковых потоков)	f
Озерно-ледниковые	lg
Элювиальные (продукты выветривания горных пород, оставшиеся на месте образования)	e
Элювиально-делювиальные	ed
Пролувиальные (отложения бурных дождевых потоков в горных областях)	p
Аллювиально-пролувиальные	ap
Морские	m

четыре основные группы образований: первичные минералы — кварц, полевые шпаты, слюды и др.; глинистые (вторичные) минералы, образовавшиеся в процессе выветривания магматических и метаморфических пород; соли — сульфаты (гипс, ангидрит и др.), карбонаты (кальцит, доломит и др.), галоиды; органические вещества.

Под структурой грунта понимают размер, форму и количественное соотношение слагающих его частиц, а также характер связи между ними. Размер частиц и их количественное соотношение в грунте определяют на основе гранулометрического (зернового) анализа. Содержание каждой фракции выражается в процентах от массы высушенной пробы грунта. По характеру структурных связей выделяют грунты с жесткими (кристаллизационными) связями и грунты с водно-коллоидными связями [2]. Кристаллизационные связи развиты в магматических, метаморфических и осадочных сцементированных породах, т. е. в скальных грунтах. Водно-коллоидные связи характерны для глинистых грунтов.

Под текстурой грунтов понимают пространственное расположение элементов грунта с разным составом и свойствами. Текстура характеризует неоднородность строения грунта в пласте (например, слоистые текстуры песчано-глинистых грунтов). Текстурные особенности грунтов определяют пути фильтрации воды, интенсивность и направление деформаций сдвига массива грунта.

1.2. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

1.2.1. Характеристики плотности грунтов и плотности их сложения

Одной из основных характеристик грунта является плотность. Для грунтов различают: плотность частиц грунта ρ_s — отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к объему твердой части этого грунта; плотность грунта ρ — отношение массы грунта (включая массу воды в порах) к занимаемому этим грунтом объему; плотность сухого грунта ρ_d — отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объему (включая имеющиеся в этом грунте поры). Плотность частиц песчаных и пылевато-глинистых грунтов приведена в табл. 1.2.

ТАБЛИЦА 1.2. ПЛОТНОСТЬ ЧАСТИЦ ρ_s ПЕСЧАНЫХ И ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Грунт	ρ_s , г/см ³	
	диапазон	средняя
Песок	2,65—2,67	2,66
Супесь	2,68—2,72	2,70
Суглинок	2,69—2,73	2,71
Глина	2,71—2,76	2,74

Плотность грунта определяется путем отбора проб грунта ненарушенного сложения и последующего анализа в лабораторных условиях. В полевых условиях плотность грунта определяется зондированием и радиоизотопным методом, а для крупнообломочных грунтов — методом «шурфа-лунки».

Плотность сложения грунта (степень уплотненности) характеризуется пористостью n или коэффициентом пористости e и плотностью сухого грунта (табл. 1.3). Плотность сло-

ТАБЛИЦА 1.3. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ОСНОВНЫХ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Характеристики	Формула
Плотность сухого грунта, г/см ³ (т/м ³)	$\rho_d = \rho / (1 + w)$
Пористость, %	$n = (1 - \rho_d / \rho_s) \cdot 100$
Коэффициент пористости	$e = n / (100 - n)$ или $e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d$
Полная влагоемкость	$w_o = e \rho_w / \rho_s$, где $\rho_w = 1$
Степень влажности	$S_r = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_w}$
Число пластичности	$I_p = w_L - w_P$
Показатель текучести	$I_L = (w - w_P) / (w_L - w_P)$

жения песчаных грунтов определяется также в полевых условиях с помощью статического и динамического зондирования.

1.2.2. Влажность грунтов и характеристики пластичности пылевато-глинистых грунтов

Влажность грунтов определяют высушиванием пробы грунта при температуре 105 °С до постоянной массы. Отношение разности масс пробы до и после высушивания к массе абсолютно сухого грунта дает значение влажности, выражаемое в процентах или долях единицы. Долю заполнения пор грунта водой — степень влажности S_r рассчитывают по формуле (см. табл. 1.3). Влажность песчаных грунтов (за исключением пылеватых) изменяется в небольших пределах и практически не влияет на прочностные и деформационные свойства этих грунтов.

Характеристики пластичности пылевато-глинистых грунтов — это влажности на границах текучести w_L и раскатывания w_P , определяемые в лабораторных условиях, а также число пластичности I_p и показатель текучести I_L , вычисляемые по формулам (см. табл. 1.3). Характеристики w_L , w_P и I_p являются косвенными показателями состава (гранулометрического и минералогического) пылевато-глинистых грунтов. Высокие значения этих характеристик свойственны грунтам с большим содержанием глинистых частиц, а также грунтам, в минералогический состав которых входит монтмориллонит.

1.3. КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ

Грунты оснований зданий и сооружений подразделяются на два класса [1]: скальные (грунты с жесткими связями) и нескальные (грунты без жестких связей).

В классе скальных грунтов выделяют магматические, метаморфические и осадочные породы, которые подразделяются по прочности, размягчаемости и растворимости в соответствии с табл. 1.4. К скальным грунтам, прочность которых в водонасыщенном состоянии менее 5 МПа (полускальные), относятся глинистые сланцы, песчаники с глинистым цементом, алевролиты, аргиллиты, мергели, мелы. При водонасыщении прочность этих грунтов может снижаться в 2—3 раза. Кроме того, в классе скальных грунтов выделяются также искусственные — закрепленные в естественном залегании трещиноватые скальные и нескальные грунты. Эти грунты подразделяются по способу закрепления (цементация, силикатизация,

ТАБЛИЦА 1.4. КЛАССИФИКАЦИЯ СКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

Грунт	Показатель
<i>По пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, МПа</i>	
Очень прочный	$R_c > 120$
Прочный	$120 \geq R_c > 50$
Средней прочности	$50 \geq R_c > 15$
Малопрочный	$15 \geq R_c > 5$
Пониженной прочности	$5 \geq R_c > 3$
Низкой прочности	$3 \geq R_c > 1$
Весьма низкой прочности	$R_c < 1$
<i>По коэффициенту размягчаемости в воде</i>	
Неразмягчаемый	$K_{saf} \geq 0,75$
Размягчаемый	$K_{saf} < 0,75$
<i>По степени растворимости в воде (осадочные цементованные), г/л</i>	
Нерастворимый	Растворимость менее 0,01
Труднорастворимый	Растворимость 0,01—1
Среднерастворимый	1—10
Легкорастворимый	более 10

битумизация, смолизация, обжиг и др.) и по пределу прочности на одноосное сжатие после закрепления так же, как и скальные грунты (см. табл. 1.4).

Нескальные грунты подразделяют на крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые, биогенные и почвы.

К крупнообломочным относятся несцементированные грунты, в которых масса обломков крупнее 2 мм составляет 50 % и более. Песчаные — это грунты, содержащие менее 50 % частиц крупнее 2 мм и не обладающие свойством пластичности (число пластичности $I_p <$

ТАБЛИЦА 1.5. КЛАССИФИКАЦИЯ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ И ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОМУ СОСТАВУ

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-сухого грунта
Крупнообломочный: валунный (глыбовый) галечниковый (щебенистый) гравийный (дресвяный)	> 200	> 50
	> 10	
	> 2	
Песок: гравелистый крупный средней крупности мелкий пылеватый	≤ 2	≥ 25
	$\leq 0,5$	≥ 50
	$\leq 0,25$	≥ 50
	$\leq 0,1$	≥ 75
	$\leq 0,1$	≤ 75

< 1 %). Крупнообломочные и песчаные грунты классифицируются по гранулометрическому составу (табл. 1.5) и по степени влажности (табл. 1.6).

ТАБЛИЦА 1.6. ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ И ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО СТЕПЕНИ ВЛАЖНОСТИ S_r

Грунт	Степень влажности
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r \leq 1$

Свойства крупнообломочного грунта при содержании песчаного заполнителя более 40 % и пылевато-глинистого более 30 % определяются свойствами заполнителя и могут устанавливаться по испытанию заполнителя. При меньшем содержании заполнителя свойства крупнообломочного грунта устанавливают испытанием грунта в целом. При определении свойств песчаного заполнителя учитывают следующие его характеристики — влажность, плотность, коэффициент пористости, а пылевато-глинистого заполнителя — дополнительно число пластичности и консистенцию.

Основным показателем песчаных грунтов, определяющим их прочностные и деформационные свойства, является плотность сложения. По плотности сложения пески подразделяются по коэффициенту пористости e , удельному сопротивлению грунта при статическом зондировании q_c и условному сопротивлению грунта при динамическом зондировании q_d (табл. 1.7).

При относительном содержании органического вещества $0,03 < I_{om} \leq 0,1$ песчаные грунты называют грунтами с примесью органических веществ. По степени засоленности крупнообломочные и песчаные грунты подразделяют на незасоленные и засоленные. Крупнообломочные грунты относятся к засоленным, если суммарное содержание легко- и среднерастворимых солей (% от массы абсолютно сухого грунта) равно или более:

- 2 % — при содержании песчаного заполнителя менее 40 % или пылевато-глинистого заполнителя менее 30 %;
- 0,5 % — при содержании песчаного заполнителя 40 % и более;
- 5 % — при содержании пылевато-глинистого заполнителя 30 % и более.

Песчаные грунты относятся к засоленным, если суммарное содержание указанных солей составляет 0,5 % и более.

Пылевато-глинистые грунты подразделяют по числу пластичности I_p (табл. 1.8) и по кон-

ТАБЛИЦА 1.7. ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ПЛОТНОСТИ СЛОЖЕНИЯ

Песок	Подразделение по плотности сложения		
	плотный	средней плотности	рыхлый
<i>По коэффициенту пористости</i>			
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 < e < 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 < e < 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 < e < 0,8$	$e > 0,8$

По удельному сопротивлению грунта, МПа, под наконечником (конусом) зонда при статическом зондировании

Крупный и средней крупности независимо от влажности	$q_c > 15$	$15 > q_c > 5$	$q_c < 5$
Мелкий независимо от влажности	$q_c > 12$	$12 > q_c > 4$	$q_c < 4$
Пылеватый: маловлажный и влажный	$q_c > 10$	$10 > q_c > 3$	$q_c < 3$
водонасыщенный	$q_c > 7$	$7 > q_c > 2$	$q_c < 2$

По условному динамическому сопротивлению грунта, МПа, погружению зонда при динамическом зондировании

Крупный и средней крупности независимо от влажности	$q_d > 12,5$	$12,5 > q_d > 3,5$	$q_d < 3,5$
Мелкий: маловлажный и влажный	$q_d > 11$	$11 > q_d > 3$	$q_d < 3$
водонасыщенный	$q_d > 8,5$	$8,5 > q_d > 2$	$q_d < 2$
Пылеватый маловлажный и влажный	$q_d > 8,5$	$8,5 > q_d > 2$	$q_d < 2$

ТАБЛИЦА 1.8. ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ЧИСЛУ ПЛАСТИЧНОСТИ

Грунт	Число пластичности, %
Супесь	$1 < I_p < 7$
Суглинок	$7 < I_p < 17$
Глина	$I_p > 17$

систенции, характеризуемой показателем текучести I_L (табл. 1.9). Среди пылевато-глинистых грунтов необходимо выделять лёссовые грунты и илы. Лёссовые грунты — это макропористые грунты, содержащие карбонаты кальция и способные при замачивании водой давать под нагрузкой просадку, легко размокать и размываться. Ил — водонасыщенный современный осадок водоемов, образовавшийся в результате протекания микробиологических процессов, имеющий влажность, превышающую влажность на границе текучести, и коэффициент пористости, значения которого приведены в табл. 1.10.

ТАБЛИЦА 1.9. ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ПОКАЗАТЕЛЮ ТЕКУЧЕСТИ

Грунт	Показатель текучести
Супесь: твердая	$I_L < 0$
пластичная	$0 < I_L < 1$
текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина: твердые	$I_L < 0$
полутвердые	$0 < I_L < 0,25$
тугопластичные	$0,25 < I_L < 0,5$
мягкопластичные	$0,5 < I_L < 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L < 1$
текучие	$I_L > 1$

ТАБЛИЦА 1.10. ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ ИЛОВ ПО КОЭФФИЦИЕНТУ ПОРИСТОСТИ

Ил	Коэффициент пористости
Супесчаный	$e > 0,9$
Суглинистый	$e > 1$
Глинистый	$e > 1,5$

Пылевато-глинистые грунты (супеси, суглинки и глины) называют грунтами с примесью органических веществ при относительном содержании этих веществ $0,05 < I_{om} < 0,1$. По степени засоленности супеси, суглинки и глины подразделяют на незасоленные и засоленные. К засоленным относятся грунты, в которых суммарное содержание легко- и среднерастворимых солей составляет 5 % и более.

Среди пылевато-глинистых грунтов необходимо выделять грунты, проявляющие специфические неблагоприятные свойства при замачивании: просадочные и набухающие. К просадочным относятся грунты, которые под действием внешней нагрузки или собственного веса при замачивании водой дают осадку (просадку), и при этом относительная просадочность $\epsilon_{sl} \geq 0,01$. К набухающим относятся грунты, которые при замачивании водой или химическими растворами увеличиваются в объеме, и при этом относительное набухание без нагрузки $\epsilon_{sw} \geq 0,04$.

В особую группу в нескальных грунтах выделяют грунты, характеризуемые значительным содержанием органического вещества: биогенные (озерные, болотные, аллювиально-болотные). В состав этих грунтов входят заторфованные грунты, торфы и сапрпели. К заторфованным относятся песчаные и пылевато-глинистые грунты, содержащие в своем составе 10—50 % (по массе) органических веществ. При содержании органических веществ 50 % и

более грунт называется торфом. Сапропели (табл. 1.11) — пресноводные илы, содержащие более 10 % органических веществ и имеющие коэффициент пористости, как правило, более 3, а показатель текучести более 1.

ТАБЛИЦА 1.11. ПОДРАЗДЕЛЕНИЕ САПРОПЕЛЕЙ ПО ОТНОСИТЕЛЬНОМУ СОДЕРЖАНИЮ ОРГАНИЧЕСКОГО ВЕЩЕСТВА

Сапропель	Относительное содержание вещества
Минеральный	$0,1 < I_{om} \leq 0,3$
Среднеминеральный . .	$0,3 < I_{om} \leq 0,5$
Слабоминеральный . . .	$I_{om} > 0,5$

Почвы — это природные образования, слагающие поверхностный слой земной коры и обладающие плодородием. Подразделяют почвы по гранулометрическому составу так же, как крупнообломочные и песчаные грунты, а по числу пластичности, как пылевато-глинистые грунты.

К нескальным искусственным грунтам относятся грунты, уплотненные в природном залегании различными методами (трамбованием, укаткой, виброуплотнением, взрывами, осушением и др.), насыпные и намывные. Эти грунты подразделяются в зависимости от состава и характеристик состояния так же, как и природные нескальные грунты.

ТАБЛИЦА 1.13. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ E ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Возраст и происхождение грунтов	Грунт	Показатель текучести	Значения E , МПа, при коэффициенте пористости e										
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения: аллювиальные, делювиальные, озерно-аллювиальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	—	32	24	16	10	7	—	—	—	—	—
		Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	34	27	22	17	14	11	—	—	—
	$0,25 < I_L \leq 0,5$		—	32	25	19	14	11	8	—	—	—	—
	$0,5 < I_L \leq 0,75$		—	—	—	17	12	8	6	5	—	—	—
	Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	—	28	24	21	18	15	12	—	—	—
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	—	—	21	18	15	12	9	—	—	—
$0,5 < I_L \leq 0,75$		—	—	—	—	15	12	9	7	—	—	—	
флювиогляциальные	Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	40	33	27	21	—	—	—	—	—	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	35	28	22	17	14	—	—	—	—	
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	—	—	—	17	13	10	7	—	—	—	
моренные	Супесь и суглинок	$I_L \leq 0,5$	75	55	45	—	—	—	—	—	—	—	
Юрские отложения оксфордского яруса	Глина	$-0,25 < I_L \leq 0$	—	—	—	—	—	—	27	25	22	—	
		$0 < I_L \leq 0,25$	—	—	—	—	—	—	24	22	19	15	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	—	—	—	—	—	—	—	16	12	10

Примечание. Значения E не распространяются на лёссовые грунты.

Скальные и нескальные грунты, имеющие отрицательную температуру и содержащие в своем составе лед, относятся к мерзлым грунтам, а если они находятся в мерзлом состоянии от 3 лет и более, то к вечномерзлым.

1.4. ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ГРУНТОВ ПРИ СЖАТИИ

Характеристикой деформируемости грунтов при сжатии является модуль деформации, который определяют в полевых и лабораторных условиях. Для предварительных расчетов, а также и окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II и III класса допускается принимать модуль деформации по табл. 1.12 и 1.13.

ТАБЛИЦА 1.12. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ E ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Песок	Значения E , МПа, при коэффициенте пористости e			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый, крупный и средней крупности	50	40	30	—
Мелкий	48	38	28	18
Пылеватый	39	28	18	11

Примечание. Значения E приведены для кварцевых песков, содержащих не более 20 % полевого шпата и не более 5 % в сумме различных примесей (слюды, глауконита и пр.).

1.4.1. Определение модуля деформации в полевых условиях

Модуль деформации определяют испытанием грунта статической нагрузкой, передаваемой на штамп [3]. Испытания проводят в шурфах жестким круглым штампом площадью

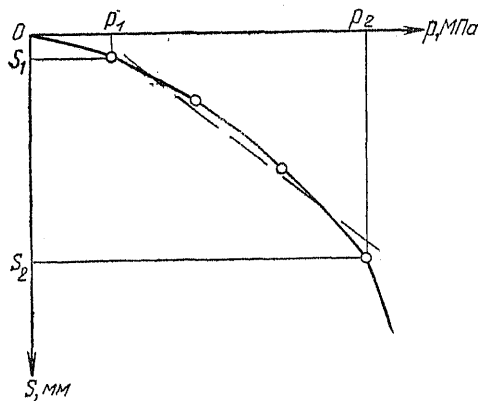


Рис. 1.1. Зависимость осадки штампа s от давления p

5000 см², а ниже уровня грунтовых вод и на больших глубинах — в скважинах штампом площадью 600 см². Для определения модуля деформации используют график зависимости осадки от давления (рис. 1.1), на котором выделяют линейный участок, проводят через него осредняющую прямую и вычисляют модуль деформации E в соответствии с теорией линейно-деформируемой среды по формуле

$$E = (1 - \nu^2) \omega d \Delta p / \Delta s, \quad (1.1)$$

где ν — коэффициент Пуассона (коэффициент поперечной деформации), равный 0,27 для крупнообломочных грунтов, 0,30 для песков и супесей, 0,35 для суглинков и 0,42 для глин; ω — безразмерный коэффициент, равный 0,79; d — диаметр штампа; Δp — приращение давления на штамп; Δs — приращение осадки штампа, соответствующее Δp .

При испытании грунтов необходимо, чтобы толщина слоя однородного грунта под штампом была не менее двух диаметров штампа.

Модули деформации изотропных грунтов можно определять в скважинах с помощью прессиометра (рис. 1.2) [3]. В результате испытаний получают график зависимости приращения радиуса скважины от давления на ее стенки (рис. 1.3). Модуль деформации определяют на участке линейной зависимости деформации от давления между точкой p_1 , соответствующей обжатую неровностей стенок скважины, и точкой p_2 , после которой начинается интенсивное развитие пластических деформаций в грунте. Модуль деформации вычисляют по формуле

$$E = k r_0 \Delta p / \Delta r, \quad (1.2)$$

где k — коэффициент; r_0 — начальный радиус скважины; Δp — приращение давления; Δr — приращение радиуса, соответствующее Δp .

Коэффициент k определяется, как правило, путем сопоставления данных прессиометрии с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта штампом. Для сооружений II и III класса допускается принимать в зависимости от глубины испытания h следующие значения коэффициентов k в формуле (1.2): при $h < 5$ м $k = 3$; при $5 \text{ м} \leq h < 10$ м $k = 2$; при $10 \text{ м} < h \leq 20$ м $k = 1,5$.

Для песчаных и пылевато-глинистых грунтов допускается определять модуль деформации на основе результатов статического и динамического зондирования грунтов. В качестве показателей зондирования принимают: при статическом зондировании — сопротивление грунта погружению конуса зонда q_c , а при динамическом зондировании — условное динамическое сопротивление грунта погружению конуса q_d . Для суглинков и глин $E = 7q_c$ и $E = 6q_d$; для песчаных грунтов $E = 3q_c$, а значения E по данным динамического зондирования приведены в табл. 1.14. Для сооружений I и II класса

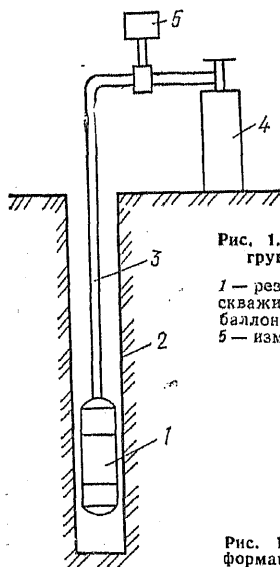


Рис. 1.2. Схема испытания грунта прессиометром

1 — резиновая камера; 2 — скважина; 3 — шпиг; 4 — баллон сжатого воздуха; 5 — измерительное устройство

Рис. 1.3. Зависимость деформаций стенок скважины Δr от давления p

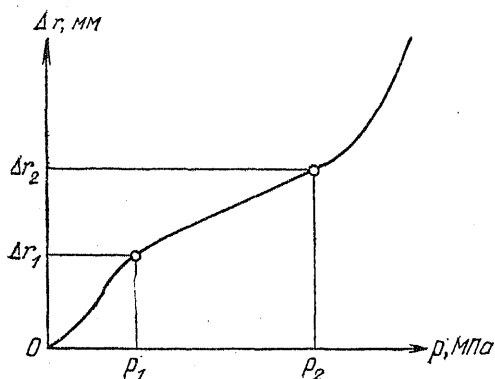


ТАБЛИЦА 1.14. ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ E ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Песок	Значения E , МПа, при σ_d , МПа					
	2	3,5	7	11	14	17,5
Крупный и средней крупности . . .	20—16	26—21	39—34	49—44	55—50	60—55
Мелкий	13	19	29	35	40	45
Пылеватый (кроме водонасыщенных)	8	13	22	28	32	35

является обязательным сопоставление данных зондирования с результатами испытаний тех же грунтов штампами. Для сооружений III класса допускается определять E только по результатам зондирования.

1.4.2. Определение модуля деформации в лабораторных условиях

В лабораторных условиях применяют компрессионные приборы (одометры), в которых образец грунта сжимается без возможности бокового расширения. Модуль деформации вычисляют на выбранном интервале давлений $\Delta p = p_2 - p_1$ графика испытаний (рис. 1.4) по формуле

$$E_{оод} = (1 + e_0) \beta / a, \quad (1.3)$$

где e_0 — начальный коэффициент пористости грунта; β — коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в приборе и назначаемый в зависимости от коэффициента Пуассона ν (табл. 1.15); a — коэффициент уплотнения:

$$a = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1). \quad (1.4)$$

ТАБЛИЦА 1.15. СРЕДНИЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПУАССОНА ν И КОЭФФИЦИЕНТА β

Грунт	ν	$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu)$
Песок и супесь	0,30	0,74
Суглинок	0,35	0,62
Глина	0,42	0,40

Давление p_1 соответствует природному, а p_2 — предполагаемому давлению под подошвой фундамента.

Значения модулей деформации по компрессионным испытаниям получаются для всех грунтов (за исключением сильносжимаемых) заниженными, поэтому они могут использоваться для сравнительной оценки сжимаемости

ТАБЛИЦА 1.16. КОЭФФИЦИЕНТЫ m ДЛЯ АЛЛЮВИАЛЬНЫХ, ДЕЛЮВИАЛЬНЫХ, ОЗЕРНЫХ И ОЗЕРНО-АЛЛЮВИАЛЬНЫХ ЧЕТВЕРТИЧНЫХ ГРУНТОВ ПРИ ПОКАЗАТЕЛЕ ТЕКУЧЕСТИ $I_L \leq 0,75$

Грунт	Значения m при коэффициенте пористости e						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	—	—
Суглинок	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
Глина	—	—	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5

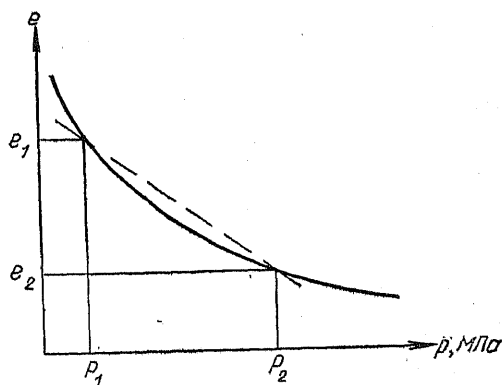


Рис. 1.4. Кривая испытания грунта на сжатие в компрессионном приборе

грунтов площадки или для оценки неоднородности по сжимаемости. При расчетах осадки эти данные следует корректировать на основе сопоставительных испытаний того же грунта в полевых условиях штампом. Для четвертичных супесей, суглинков и глин можно принимать корректирующие коэффициенты m (табл. 1.16), при этом значения $E_{оод}$ необходимо определять в интервале давлений 0,1—0,2 МПа.

1.5. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Сопrotивление грунта срезу характеризуется касательными напряжениями в предельном состоянии, когда наступает разрушение грунта [4]. Соотношение между предельными касательными τ и нормальными к площадкам сдвига σ напряжениями выражается условием прочности Кулона—Мора

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.5)$$

где φ — угол внутреннего трения; c — удельное сцепление.

ТАБЛИЦА 1.17. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНЫХ СЦЕПЛЕНИЙ c , кПа, И УГЛОВ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ φ , град, ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

Песок	Характеристика	Значения c и φ при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый и крупный	c	2	1	0	—
	φ	43	40	38	—
Средней крупности	c	3	2	1	—
	φ	40	38	35	—
Мелкий	c	6	4	2	0
	φ	38	36	32	28
Пылеватый	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26

Примечание. Приведенные в таблице значения относятся к кварцевым пескам (см. табл. 1.12).

Характеристики прочности φ и c определяют в лабораторных и полевых условиях. Для предварительных, а также окончательных расчетов оснований зданий и сооружений II и III класса допускается принимать значения φ и c по табл. 1.17 и 1.18.

1.5.1. Определение прочностных характеристик в лабораторных условиях

В практике исследований грунтов применяют метод среза грунта по фиксированной

ТАБЛИЦА 1.18. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ УДЕЛЬНЫХ СЦЕПЛЕНИЙ c , кПа, И УГЛОВ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ φ , град, ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ЧЕТВЕРТИЧНЫХ ОТЛОЖЕНИЙ

Грунт	Показатель текучести	Характеристика	Значения c и φ при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	$0 < I_L < 0,25$	c	21	17	15	13	—	—	—
		φ	30	29	27	24	—	—	—
	$0,25 < I_L < 0,75$	c	19	15	13	11	9	—	—
		φ	28	26	24	21	18	—	—
Суглинок	$0 < I_L < 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	—
		φ	26	25	24	23	22	20	—
	$0,25 < I_L < 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	—
		φ	24	23	22	21	19	17	—
Глина	$0 < I_L < 0,25$	c	—	81	68	54	47	41	36
		φ	—	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L < 0,5$	c	—	—	57	50	43	37	32
		φ	—	—	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L < 0,75$	c	—	—	45	41	36	33	29
		φ	—	—	15	14	12	10	7

Примечание. Значения c и φ не распространяются на лёссовые грунты.

плоскости в приборах одноплоскостного среза. Для получения φ и c необходимо провести срез не менее трех образцов грунта при различных значениях вертикальной нагрузки. По полученным в опытах значениям сопротивления срезу τ строят график линейной зависимости $\tau = f(\sigma)$ и находят угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c (рис. 1.5). Раз-

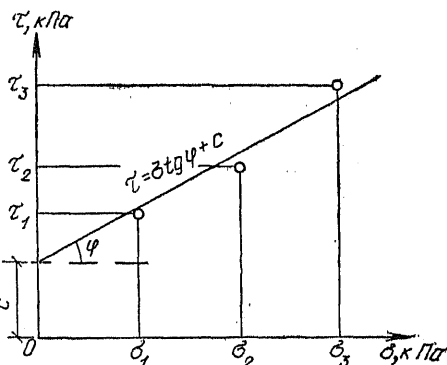


Рис. 1.5. Зависимость сопротивления срезу грунта τ от нормального напряжения σ

личают две основные схемы опыта: медленный срез предварительно уплотненного до полной консолидации образца грунта (консолидированно-дренированное испытание) и быстрый срез без предварительного уплотнения (неконсолидированно-недренированное испытание).

Значения φ и c , полученные по методике медленного консолидированного среза, используются для определения расчетного сопротивления грунта, а также для оценки несущей способности основания, находящегося в стабилизированном состоянии (все напряжения от внешней нагрузки восприняты скелетом грунта). Значения φ и c , полученные по методике быстрого неконсолидированного среза, используются для определения несущей способности медленно уплотняющихся водонасыщенных суглинков и глин, илов, сапропелей, заторфованных грунтов и торфов. В таких грунтах возможно возникновение нестабилизированного состояния (наличие избыточного давления в поровой воде) вследствие их медленной консолидации или быстрой передачи нагрузки от сооружения (силосы, резервуары, склады сырья и т. п.).

Метод определения характеристик прочности φ и c в условиях трехосного сжатия в большей степени соответствует напряженному состоянию грунта в основании сооружения. Испытание проводится на приборе, в котором образец грунта подвергается всестороннему гидростатическому давлению и добавочному вертикальному (осевому). Для определения прочностных характеристик грунтов проводят серию испытаний при различных соотношениях давлений, доводя образец до разрушения. В результате каждого опыта получают значения наибольшего σ_1 и наименьшего σ_3 главных нормальных напряжений в момент разрушения. Графически зависимость между главными касательными и нормальными напряжениями представляют с помощью кругов Мора, каждый из которых строится на разности напряжений σ_1 и σ_3 (рис. 1.6). Общая касатель-

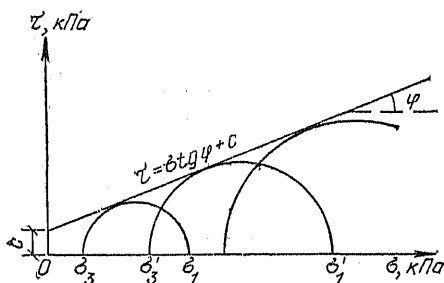


Рис. 1.6. Круги Мора по результатам испытания грунта в приборе трехосного сжатия

ная к этим кругам удовлетворяет условию прочности (1.5) и позволяет определить характеристики φ и c .

В приборах трехосного сжатия проводят следующие испытания:

недренированное — дренирование воды из

образца грунта отсутствует в течение всего опыта;

консолидированно-недренированное — дренирование обеспечивается в процессе приложения гидростатического давления и образец полностью уплотняется; в процессе приложения осевых нагрузок дренирование отсутствует;

дренированное — дренирование обеспечивается в течение всего испытания.

Недренированные испытания водонасыщенных грунтов проводят для определения прочностных характеристик, выражаемых через общие (тотальные) напряжения. Дренированные испытания проводят для определения прочностных характеристик, выражаемых через эффективные напряжения. При этом в процессе опыта должно быть достигнуто полностью консолидированное состояние грунта. Прочностные характеристики грунтов, выражаемые через эффективные напряжения, могут быть определены также для образцов грунта, испытанных в неполностью консолидированном состоянии, при условии измерения в процессе опыта давления в поровой воде.

Количественной характеристикой прочности скальных грунтов является предел прочности на одноосное сжатие R_c , определяемый раздавливанием образца грунта и вычисляемый по формуле

$$R_c = P/F, \quad (1.6)$$

где P — нагрузка в момент разрушения образца грунта; F — площадь поперечного сечения образца грунта.

1.5.2. Определение прочностных характеристик в полевых условиях

Полевое испытание на срез в заданной плоскости целика грунта, заключенного в кольцевую обойму, аналогично лабораторному испытанию на срез в одноплоскостных срезных приборах. Испытания проводятся в шурфах, котлованах, штреках и т. д. Для получения характеристик φ и c определяют сопротивление срезу не менее чем трех целиков при различных вертикальных нагрузках. Схемы испытаний принимаются те же, что и в лабораторных условиях. Значения φ и c находят на основе построения зависимости (1.5), как это показано на рис. 1.5.

Полевое определение характеристик φ и c в стенах буровой скважины проводится методами кольцевого и поступательного среза. Схемы испытаний приведены на рис. 1.7. Эти методы применяются для испытаний грунтов на глубинах до 10 м (кольцевой срез) и до 20 м (поступательный срез). В методе кольцевого среза используется распорный штамп с продольными лопастями, в методе поступательно-

го среза — с поперечными лопастями. С помощью распорного штампа лопасти вдавливаются в стенки скважины и создается нормальное давление на стенки. В методе кольцевого среза грунт срезается вследствие приложения крутящего момента, а в методе поступательного среза — выдергивающей силы. Для получения φ и c необходимо провести не менее трех срезов при различных нормальных давлениях на стенки скважины и построить зависимость $\tau = f(\sigma)$ (см. рис. 1.5).

Метод вращательного среза с помощью крыльчатки, вдавливаемой в массив грунта или в забой буровой скважины (см. рис. 1.7),

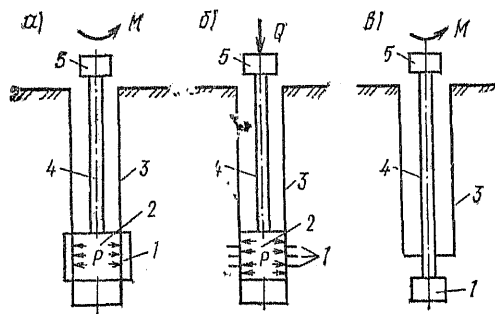


Рис. 1.7. Схемы испытаний грунта в скважинах на срез

a — кольцевой; *б* — поступательный; *в* — вращательный; крыльчаткой: 1 — лопасти; 2 — распорные штампы; 3 — скважины; 4 — штапги; 5 — устройства для создания и измерения усилия

позволяет определить сопротивление срезу τ , поэтому его рекомендуется применять при слабых пылевато-глинистых грунтах, илах, сапропелях, заторфованных грунтах и торфах, так как для них угол внутреннего трения практически равен нулю и можно принять $c = \tau$. Испытания крыльчаткой проводят на глубинах до 20 м.

Для определения характеристик прочности в полевых условиях применяют методы выпирания и обрушения грунта в горных выработках. Значения φ и c вычисляют из условий предельного равновесия выпираемого и обрушаемого массива грунта.

Угол внутреннего трения песчаных грунтов может быть определен с помощью статического и динамического зондирования. По данным статического зондирования угол φ имеет следующие значения:

q_c , МПа	1	2	4	7	12	20	30
φ , град.	26	28	30	32	34	36	38

Значения φ по данным динамического зондирования приведены в табл. 1.19. Для сооружений I и II класса является обязательным сопоставление данных зондирования с результа-

тами испытаний тех же грунтов на срез. Для сооружений III класса допускается определять φ только по результатам зондирования.

ТАБЛИЦА 1.19. ЗНАЧЕНИЯ УГЛОВ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ φ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Песок	Значения φ , град, при q_d , МПа					
	2	3,5	7	11	14	17,5
Крупный и средней крупности	30	33	36	38	40	41
Мелкий	28	30	33	35	37	38
Пылеватый	26	28	30	32	34	35

1.6. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Характеристикой степени водопроницаемости грунта является коэффициент фильтрации, представляющий собой скорость фильтрации при градиенте напора, равном единице. Скорость фильтрации воды в грунтах v характеризуется законом Дарси:

$$v = k\Delta H/l = kI, \quad (1.7)$$

где k — коэффициент фильтрации; I — градиент напора при разности напоров ΔH и длине пути фильтрации l .

За скорость фильтрации принимается расход воды в единицу времени, отнесенный к площади поперечного сечения образца грунта.

Коэффициент фильтрации определяется в лабораторных условиях в фильтрационных приборах и в полевых условиях с помощью опыт-

ТАБЛИЦА 1.20. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ГРУНТОВ

Грунт	k , м/сут
Галечниковый (чистый)	>200
Гравийный (чистый)	100—200
Крупнообломочный с песчаным заполнителем	100—150
Песок:	
гравелистый	50—100
крупный	25—75
средней крупности	10—25
мелкий	2—10
пылеватый	0,1—2
Супесь	0,1—0,7
Суглинок	0,005—0,4
Глина	<0,005
Торф:	
слаборазложившийся	1—4
среднеразложившийся	0,15—1
сильноразложившийся	0,01—0,15

ных откаток, нагнетаний и наливов (табл. 1.20).

Следует иметь в виду, что в некоторых грунтах, например в плотных глинах, фильтрация возникает лишь тогда, когда градиент напора превысит некоторое критическое значение, называемое начальным градиентом напора. При значительных величинах начального градиента напора следует учитывать его влияние при решении задач уплотнения грунта. Для слабых глинистых грунтов в процессе их консолидации под нагрузкой коэффициент фильтрации значительно уменьшается при увеличении их плотности.

1.7. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ

Нормативные и расчетные значения характеристик грунта вычисляют для каждого выделенного на площадке строительства инженерно-геологического элемента (слоя грунта). За нормативное значение характеристики принимают среднее арифметическое значение результатов частных определений. При переходе к расчетному значению учитывается, что среднее значение вследствие неоднородности грунта и ограниченного числа определений может содержать ошибку, которая должна быть исключена. Расчетные значения устанавливают для характеристик, используемых в расчетах оснований и фундаментов.

Статистическую обработку опытных данных начинают с проверки на исключение возможных грубых ошибок (отскоков). Исключать необходимо максимальное или минимальное значение X_i , для которого выполняется условие

$$|\bar{X} - X_i| > v S_{diz}, \quad (1.8)$$

где \bar{X} — среднее значение; v — статистический критерий, принимаемый по табл. 1.21; S_{diz} — смещенная оценка среднего квадратического отклонения:

$$S_{diz} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}, \quad (1.9)$$

здесь n — количество определений.

ТАБЛИЦА 1.21. ЗНАЧЕНИЯ СТАТИСТИЧЕСКОГО КРИТЕРИЯ

Число определений	v	Число определений		Число определений	
		v	v	v	v
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

2*

Далее вычисляют:

нормативное (среднее арифметическое) значение

$$\bar{X}_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i; \quad (1.10)$$

среднее квадратическое отклонение

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2}; \quad (1.11)$$

коэффициент вариации

$$V = S/X_n; \quad (1.12)$$

ошибку среднего значения $\Delta_{\bar{X}}$ (в абсолютных единицах) или $\delta_{\bar{X}}$ (относительная ошибка)

$$\Delta_{\bar{X}} = \pm S/\sqrt{n}; \quad \delta_{\bar{X}} = \pm V/\sqrt{n}; \quad (1.13)$$

доверительный интервал, характеризующий область вокруг среднего значения, в пределах которой с заданной вероятностью α находится «истинное» (генеральное) среднее значение,

$$\Delta = \pm t_{\alpha} S/\sqrt{n}; \quad \delta = t_{\alpha} V/\sqrt{n}, \quad (1.14)$$

где t_{α} — коэффициент, принимаемый по табл. 1.22 в зависимости от заданной вероятности (надежности) α и числа определений n ;

ТАБЛИЦА 1.22. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА t_{α} ПРИ ОДНОСТОРОННЕЙ ДОВЕРИТЕЛЬНОЙ ВЕРОЯТНОСТИ α

Число определений $n-1$ или $n-2$	t_{α} при α		Число определений $n-1$ или $n-2$	t_{α} при α	
	0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	13	1,08	1,77
3	1,25	2,35	14	1,08	1,76
4	1,19	2,13	15	1,07	1,75
5	1,16	2,01	16	1,07	1,75
6	1,13	1,94	17	1,07	1,74
7	1,12	1,90	18	1,07	1,73
8	1,11	1,86	19	1,07	1,73
9	1,10	1,83	20	1,06	1,72
10	1,10	1,81	30	1,05	1,70
11	1,09	1,80	40	1,05	1,68
12	1,08	1,78	60	1,05	1,67

коэффициент надежности по грунту

$$\gamma_g = 1/(1 \pm \delta); \quad (1.15)$$

расчетное значение характеристик

$$X = X_n/\gamma_g \quad (1.16)$$

или

$$X = X_n \pm \Delta; \quad X = X_n (1 \pm \delta). \quad (1.17)$$

Указанная статистическая обработка применяется для таких характеристик грунтов, используемых при расчетах оснований, как плотность и модуль деформации нескальных грун-

тов и предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов. Для физических характеристик вычисляются их нормативные значения. Для модуля деформации, а также характеристик относительной просадочности и набухания допускается принимать расчетные значения равными нормативным.

Для прочностных характеристик грунтов — угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c — методика статистической обработки имеет следующие особенности. Нормативные значения φ и c определяют по нормативной зависимости $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$, вычисляемой методом наименьших квадратов на основе всех определений τ в рассматриваемом слое грунта. Вычисления проводят по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}; \quad (1.18)$$

$$c_n = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}, \quad (1.19)$$

или

$$c_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i - \operatorname{tg} \varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right). \quad (1.20)$$

Средние квадратические ошибки c и φ определяются по формулам:

$$S_c = S_\tau \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}}; \quad (1.21)$$

$$S_{\operatorname{tg} \varphi} = S_\tau \sqrt{\frac{n}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}}, \quad (1.22)$$

где

$$S_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n + c_n - \tau_i)^2}. \quad (1.23)$$

Коэффициенты вариации φ и c вычисляются по формуле (1.12), а доверительный интервал

$$\delta_{\operatorname{tg} \varphi} = t_\alpha V_{\operatorname{tg} \varphi}; \quad \delta_c = t_\alpha V_c. \quad (1.24)$$

Расчетные значения φ и c находят по формулам (1.16) и (1.17). Доверительная вероятность α принимается равной 0,85 при расчетах оснований по деформациям и равной 0,95 при расчетах несущей способности оснований и расчетах подпорных стен.

Расчетные значения характеристик грунта φ , c и ρ для расчетов оснований по несущей способности обозначаются φ_{II} , c_{II} и ρ_{II} , а для расчетов по деформациям — φ_{II} , c_{II} и ρ_{II} .

Пример 1.1. Для известняков определено 13 значений предела прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии R_{ci} (табл. 1.23). Делаем проверку на исключение возможных грубых ошибок, для чего вычисляем:

$$\bar{R}_c = 222/13 = 17,08 \approx 17 \text{ МПа};$$

$$S_{dis} = \sqrt{343/13} = 5,14 \approx 5 \text{ МПа}.$$

ТАБЛИЦА 1.23. К ПРИМЕРУ 1.1

Номер опыта	R_{ci} , МПа	$\bar{R}_c - R_{ci}$	$(\bar{R}_c - R_{ci})^2$
1	18	-1	1
2	15	2	4
3	22	-5	25
4	11	6	36
5	12	5	25
6	10	7	49
7	24	-7	49
8	20	-3	9
9	11	6	36
10	18	-1	1
11	27	-10	100
12	15	2	4
13	19	-2	4
Σ	222	—	343

По табл. 1.21 находим для $n=13$ $v=2,56$, тогда $vS_{dis} = 13$. Наибольшее отклонение от среднего значения составляет 10 (опыт № 11), что меньше 13, следовательно, опытные данные не содержат грубых ошибок. Для вычисления расчетного значения R_c находим:

$$S = \sqrt{343/12} = 5,35 \approx 5 \text{ МПа}; \quad V = 5/17 = 0,29.$$

Поскольку прочность скальных грунтов используется для оценки несущей способности оснований из этих грунтов, расчетное значение R_c должно быть определено с доверительной вероятностью 0,95. Для $\alpha=0,95$ и $n-1=12$ по табл. 1.22 находим $t_\alpha = 1,78$.

Тогда по формуле (1.14)

$$\delta = 1,78 \cdot 0,29 / \sqrt{13} = 0,14.$$

Далее воспользуемся формулой (1.17):

$$R_c = 17(1 - 0,14) = 14,62 \approx 15 \text{ МПа}.$$

Здесь значение δ взято со знаком минус, так как это обеспечит большую надежность расчета оснований по несущей способности.

Пример 1.2. Для инженерно-геологического элемента, сложенного суглинками, было выполнено 27 лабораторных определений сопротивления срезам τ в девяти сериях при трех значениях нормального давления $\sigma = 100, 200$ и 300 кПа (табл. 1.24).

Прежде чем приступить к вычислению нормативных и расчетных значений c и φ , следует выполнить проверку на исключение грубых ошибок в определениях τ_i при каждом значении нормального давления. Необходимые для этого подсчеты приведены в табл. 1.24. Значения статистического критерия v приняты по табл. 1.21 для $n=9$. В результате проверки получено, что при всех значениях нормального давления $|\bar{\tau} - \tau_i| < vS_{dis}$, следовательно, опытные данные не содержат грубых ошибок.

Вычисления нормативных и расчетных значений

ТАБЛИЦА 1.24. К ПРИМЕРУ 1.2

Номер серии опытов	σ=100 кПа			σ=200 кПа			σ=300 кПа		
	τ _i , кПа	τ̄-τ _i	(τ̄-τ _i) ²	τ _i , кПа	τ̄-τ _i	(τ̄-τ _i) ²	τ _i , кПа	τ̄-τ _i	(τ̄-τ _i) ²
1	75	-3,33	11,0889	95	12,22	149,3284	115	22,22	493,7284
2	70	1,67	2,7889	100	7,22	52,1284	120	17,22	296,5284
3	75	-3,33	11,0889	120	-12,78	163,3284	160	-22,78	518,9284
4	65	6,67	44,4889	110	-2,78	7,7284	150	-12,78	163,3284
5	80	-8,33	69,3889	110	-2,78	7,7284	135	2,22	4,9284
6	65	6,67	44,4889	90	17,22	296,5284	135	2,22	4,9284
7	85	-13,33	177,6889	120	-12,78	163,3284	150	-12,78	163,3284
8	60	11,67	136,1889	100	7,22	52,1284	135	2,22	4,9284
9	70	1,67	2,7889	120	-12,78	163,3284	135	2,22	4,9284
Σ	645	—	500,0001	965	—	1055,5556	1235	—	1655,5556
	τ̄ ₁ =645/9=71,67 S _{dis} =√500,0001/9=7,45 ν=2,35; νS _{dis} =17,51; 13,33<17,51			τ̄ ₂ =965/9=107,22 S _{dis} =√1055,5556/9=10,83 ν=2,35; νS _{dis} =25,45; 17,22<25,45			τ̄ ₃ =1235/9=137,22 S _{dis} =√1655,5556/9=13,56 ν=2,35; νS _{dis} =31,87; 22,78<31,87		

ТАБЛИЦА 1.25. К ПРИМЕРУ 1.2

Номер опыта	σ _i	τ _i	σ _i ²	σ _i τ _i	Λ _{τ_i}	Λ _{τ̄-τ_i}	Λ _{(τ̄-τ_i)²}
1	2	3	4	5	6	7	8
1	100	75	10 000	7 500	72,59	-2,41	5,8081
2	100	70	10 000	7 000	72,59	2,59	6,7081
3	100	75	10 000	7 500	72,59	-2,41	5,8081
4	100	65	10 000	6 500	72,59	7,59	57,6081
5	100	80	10 000	8 000	72,59	-7,41	54,9081
6	100	65	10 000	6 500	72,59	7,59	57,6081
7	100	85	10 000	8 500	72,59	-12,41	154,0081
8	100	60	10 000	6 000	72,59	12,59	158,5081
9	100	70	10 000	7 000	72,59	2,59	6,7081
10	200	95	40 000	19 000	105,37	10,37	107,5369
11	200	100	40 000	20 000	105,37	5,37	28,8369
12	200	120	40 000	24 000	105,37	-14,63	214,0369
13	200	110	40 000	22 000	105,37	-4,63	21,4369
14	200	110	40 000	22 000	105,37	-4,63	21,4369
15	200	90	40 000	18 000	105,37	15,37	236,2369
16	200	120	40 000	24 000	105,37	-14,63	214,0369
17	200	100	40 000	20 000	105,37	5,37	28,8369
18	200	120	40 000	24 000	105,37	-14,63	214,0369
19	300	115	90 000	34 500	138,15	23,15	535,9225
20	300	120	90 000	36 000	138,15	18,15	329,4225
21	300	160	90 000	48 000	138,15	-21,85	477,4225
22	300	150	90 000	45 000	138,15	-11,85	140,4225
23	300	135	90 000	40 500	138,15	3,15	9,9225
24	300	135	90 000	40 500	138,15	3,15	9,9225
25	300	150	90 000	45 000	138,15	-11,85	140,4225
26	300	135	90 000	40 500	138,15	3,15	9,9225
27	300	135	90 000	40 500	138,15	3,15	9,9225
Σ	5400	2845	1 260 000	628 000	—	—	3257,4075

σ и φ следует вести в табличной форме (табл. 1.25). В графы 2 и 3 вписываем экспериментальные значения σ_i и τ_i. После вычислений, внесенных в графы 4 и 5, определяем tg φ_n и c_n. Значения в графе 6 получаем путем подстановки найденных значений tg φ_n

и c_n в уравнение τ_i=σ_itg φ_n+c_n.

Обозначим знаменатель в формулах (1.18), (1.19), (1.21) и (1.22) буквой M и вычислим его значение:

$$M = 27 \cdot 1\,260\,000 - 5400^2 = 4\,860\,000;$$

$$\text{tg } \varphi_n = \frac{1}{4\,860\,000} (27 \cdot 628\,000 - 2845 \cdot 5400) = 0,3278;$$

$$\varphi_n = 18^\circ 10' \approx 18^\circ;$$

$$c_n = \frac{1}{4\,860\,000} (2845 \cdot 1\,260\,000 - 5400 \cdot 628\,000) = 39,81 \text{ кПа.}$$

После заполнения граф 7 и 8 находим:

$$S_\tau = \sqrt{3257,41/(27-2)} = 11,41 \text{ кПа;}$$

$$S_c = 11,41 \sqrt{1\,260\,000/4\,860\,000} = 5,81 \text{ кПа;}$$

$$S_{\text{tg } \varphi} = 11,41 \sqrt{27/4\,860\,000} = 0,0269;$$

$$V_c = 5,81/39,81 = 0,15; \quad V_{tg \varphi} = 0,0269/0,3278 = 0,08.$$

Определяем расчетные значения c и φ для расчетов основания по первому предельному состоянию. Для $\alpha=0,95$ и $n=2=25$ $t_\alpha=1,71$. Тогда:

$$\delta_c = 1,71 \cdot 0,15 = 0,26; \quad \gamma_{g(c)} = 1/(1 - 0,26) = 1,35;$$

$$\delta_{tg \varphi} = 1,71 \cdot 0,08 = 0,14; \quad \gamma_{g(tg \varphi)} = 1/(1 - 0,14) = 1,16;$$

$$c_I = 39,81/1,35 = 29,49 \approx 29 \text{ кПа};$$

$$tg \varphi_I = 0,3278/1,16 = 0,28; \quad \varphi_I = 15^\circ 38' \approx 61^\circ.$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 25100—82. Грунты. Классификация. — М.: Изд-во стандартов, 1982.
2. Сергеев Е. М., Голодковская Г. А., Зянгириков Р. С. и др. Грунтоведение. Уч. для вузов, изд. 5-е. — М.: Изд-во МГУ, 1983. — 595 с.
3. Трофименков Ю. Г., Воробьев Л. Н. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. — М.: Стройиздат, 1981. — 215 с.
4. Цытович Н. А. Механика грунтов (Краткий курс). Уч. для вузов, изд. 4-е. — М.: Высшая школа, 1983. — 272 с.

Глава 2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Инженерно-геологические изыскания — составная часть комплекса работ, выполняемых для обеспечения строительного проектирования исходными данными о природных условиях района (участка) строительства, а также прогнозирования изменений окружающей природной среды, которые могут произойти при строительстве и эксплуатации сооружений. При проведении инженерно-геологических изысканий изучаются грунты как основания зданий и сооружений, подземные воды, физико-геологические процессы и явления (карст, оползни, сели и др.). Инженерно-геологическим изысканиям сопутствуют инженерно-геодезические изыскания, объектом изучения которых являются топографические условия района строительства, и инженерно-гидрометеорологические изыскания, при выполнении которых изучаются поверхностные воды и климат.

Проведение изысканий регламентируется нормативными документами и стандартами. Общие требования к проведению изысканий приведены в СНиП II-9-78 [4], а требования к изысканиям для отдельных видов строительства — в инструкциях СН 225-79 [2] и СН 211-62 [1]. Учитывая специфику проектирования свайных фундаментов, основные требования к изысканиям для них приведены в СНиП II-17-77 [5] и в «Руководстве по проектированию свайных фундаментов» [3]. Определение основных строительных свойств грунтов регламентировано стандартами, указанными в п. 2.4.

Инженерно-геологические изыскания должны производиться, как правило, территориальными изыскательскими, а также специализированными изыскательскими и проектно-изыскательскими организациями. Допускается их выполнение проектными организациями, которым в установленном порядке предоставлено такое право.

2.2. ТРЕБОВАНИЯ К ТЕХНИЧЕСКОМУ ЗАДАНИЮ И ПРОГРАММЕ ИЗЫСКАНИЙ

Планирование и выполнение изысканий осуществляются на основе технического задания на производство изысканий, составляемого проектной организацией — заказчиком. При составлении технического задания необходимо определить, какие материалы, характеризующие природные условия строительства,

потребуется для разработки проекта, и на этой основе получить разрешение у соответствующих органов на производство изысканий для данного объекта. Орган, выдающий разрешение, может указать на необходимость использования (в целях исключения дублирования) имеющихся в его распоряжении материалов ранее выполненных работ на территории размещения проектируемого объекта, что должно быть отражено в техническом задании. Если по проектируемому объекту имеются материалы ранее выполненных изысканий, то они передаются изыскательской организации как приложение к выдаваемому техническому заданию. Передаче подлежат и другие материалы, характеризующие природные условия района проектируемого строительства и находящиеся в распоряжении проектной организации.

Техническое задание составляется по приводимой ниже форме с текстовыми и графическими приложениями.

В п. 7 задания необходимо приводить следующие технические характеристики: класс ответственности, высота, число этажей, размеры в плане и конструктивные особенности проектируемого сооружения; значения предельных деформаций оснований сооружений; наличие и глубина подвалов; намечаемые типы, размеры и глубина заложения фундаментов; характер и значения нагрузок на фундаменты; особенности технологических процессов (для промышленного строительства); плотность застройки (для городского и поселкового строительства). Эти характеристики во многих случаях целесообразно давать в приложении к техническому заданию в табличной форме. К техническому заданию в обязательном порядке должны быть приложены: ситуационные планы с указанием размещения (вариантов размещения) участков (площадок) строительства и трасс инженерных коммуникаций; топографические планы в масштабе 1 : 10 000 — 1 : 5000 с указанием контуров размещения проектируемых зданий и сооружений и трасс инженерных коммуникаций, а также планировочных отметок; копии протоколов согласований прохождений и подключений (примыканий) инженерных коммуникаций, влияющих на состав и объем инженерных изысканий, с графическими приложениями; материалы исполнительных съемок или проектная документация подземных коммуникаций (при производстве изысканий на площадках действующих промышленных предприятий и внутри городских кварталов).

Техническое задание является основой для составления изыскательской организаци-

УТВЕРЖДАЮ:

Главный инженер

*(наименование организации)**(подпись) (в скобках инициалы и фамилия)**(дата)*

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ № _____
 НА ПРОИЗВОДСТВО ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

(наименование изыскательской организации)

1. Наименование объекта и характер строительства (новое, реконструкция или расширение)
2. Местоположение и границы объекта *(административная принадлежность, расстояние и направление до ближайшего населенного пункта)*
3. Заказчик *(полное наименование, ведомственная принадлежность и адрес заказчика)*
4. Основание для выдачи задания *(наименование и номер документа, на основании которого выдано задание, обеспеченность и источник финансирования, наименование стройбанка и его адрес)*
5. Стадия и основные задачи проектирования, этап изысканий
6. Площади участков (площадок) изысканий, назначение и протяженность инженерных коммуникаций
7. Назначение и технические характеристики проектируемых зданий и сооружений
8. Особенности строительства и эксплуатации объекта (вертикальная планировка и планировочные отметки, объем, места промышленных сбросов, химический состав сбрасываемых веществ и т. п.)
9. Требования к точности определения инженерно-геологических характеристик
10. Особые требования к изысканиям (требования к выполнению специальных видов работ — обследование существующих сооружений, опытное замачивание грунтов в котлованах и т. п.)
11. Сроки и порядок представления отчетных материалов
12. Сведения о ранее выполненных инженерных изысканиях

Приложения (перечень):

1. _____
2. _____

Главный инженер проекта

*(подпись) (в скобках инициалы и фамилия)**(дата)**(телефон)*

ей программы изысканий, в которой обосновываются этапы, состав, объемы, методы и последовательность выполнения работ и на основании которой составляется сметно-договорная документация. Составлению программы предшествуют сбор, анализ и обобщение материалов о природных условиях района изысканий, а в необходимых случаях (отсутствие или противоречивость материалов) — полевое обследование района изысканий.

Программа включает текстовую часть и приложения. Текстовая часть должна состоять из следующих разделов: 1) общие сведения; 2) характеристика района изысканий; 3) изученность района изысканий; 4) состав, объемы и методика изысканий; 5) организация работ; 6) перечень представляемых материалов; 7) список литературы.

В разделе 1 приводятся данные первых пяти пунктов технического задания. В разделе 2 дается краткая физико-географическая характеристика района изысканий и местных природных условий с отражением особенностей рельефа и климата, сведений о геологическом строении, гидрогеологических условиях, неблагоприятных физико-геологических процессах и явлениях, о составе, состоянии и свойствах грунтов. В разделе 3 излагаются сведения об имеющихся фондовых материалах ранее выполненных изыскательских, поисковых и исследовательских работ и дается оценка полноты, достоверности и степени пригодности этих материалов. В разделе 4 на основе требований технического задания, характеристики района (участка) изысканий и его изученности определяются оптимальные состав и объемы работ, а также обосновывается выбор методов проведения инженерно-геологических исследований. При согласовании программы этому разделу проектировщики должны уделять особое внимание, руководствуясь сведениями о составе и объеме работ, приводимыми далее в пп. 2.3 и 2.4. В разделе 5 устанавливаются

последовательность и планируемая продолжительность работ, определяются необходимые ресурсы и организационные мероприятия, а также мероприятия по охране окружающей среды. В разделе 6 указываются организации, которым должны быть направлены материалы, а также наименование материалов. В разделе 7 дается перечень общесоюзных нормативных документов и государственных стандартов, отраслевых и ведомственных инструкций (указаний), руководств и рекомендаций, литературных источников, отчетов об изысканиях, которыми следует пользоваться при производстве изысканий.

К программе изысканий должны быть приложены: копия технического задания заказчика; материалы, характеризующие состав, объемы и качество ранее выполненных изысканий; план или схема объекта с указанием границ изысканий; проект размещения пунктов горных выработок, полевых исследований и т. п., выполненный на топографической основе; технологическая карта последовательности производства работ; чертежи (эскизы) выработок и нестандартного оборудования.

2.3. ЭТАПЫ, СОСТАВ И ОБЪЕМ ИЗЫСКАНИЙ

Инженерно-геологические изыскания должны выполняться этапами, увязывающимися с решением конкретных задач проектирования (табл. 2.1). Выбор количества этапов и их привязка к стадиям проектирования осуществляются совместно проектной и изыскательской организациями для каждого объекта в зависимости от конкретных условий, определяемых процессом проектирования, природными и организационно-техническими факторами. При этом отдельные этапы могут быть опущены или совмещены с другими.

Состав работ, выполняемых на отдельных этапах изысканий, приведен в табл. 2.2. Кро-

ТАБЛИЦА 2.1. ЭТАПЫ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Этап изысканий	Объект изысканий	Основные задачи	
		изысканий	проектирования
Сбор и обобщение данных о природных условиях	Район строительства	Разработка рабочей гипотезы об инженерно-геологических условиях района и составление программы изысканий	Установление перспективных вариантов расположения объекта строительства
Инженерно-геологическая рекогносцировка	Территория намеченных вариантов расположения объекта строительства	Сравнительная оценка инженерно-геологических условий по намеченным вариантам	Выбор участка (площадки) строительства
Инженерно-геологическая съемка	Выбранный участок (площадка) строительства	Комплексная оценка инженерно-геологических условий участка (площадки) строительства	Компоновка зданий и сооружений. Выбор типов фундаментов
Инженерно-геологическая разведка	Сфера взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Получение инженерно-геологических характеристик грунтов в сфере взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой	Проектирование отдельных зданий и сооружений

ТАБЛИЦА 2.2. СОСТАВ РАБОТ ПРИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЯХ

Виды работ	Этап изысканий		
	рекогно- сцировка	съёмка	разведка
Аэровизуальные наблюдения (описание местности с воздуха)	С	С	—
Маршрутные наблюдения (описание местности по наземным маршрутам)	+	+	—
Горные работы (проходка шурфов, скважин и других выработок, отбор образцов и проб)	С	+	+
Лабораторные исследования грунтов и подземных вод	С	+	+
Полевые исследования грунтов	С	+	+
Геофизические исследования грунтов	С	+	+
Гидрогеологические исследования (опытно-фильтрационные работы)	—	С	С
Стационарные наблюдения (за подземными водами, физико-геологическими процессами и явлениями)	—	С	С

Условные обозначения: «+» — обязательно выполняются; С — по специальному заданию; «—» — не выполняются.

ме работ, указанных в таблице, на каждом этапе проводятся камеральные работы, включающие обработку и обобщение получаемых инженерно-геологических данных, подготовку отчетных материалов и во многих случаях (при рекогносцировке и съёмке) дешифрование аэрофотоматериалов. При необходимости проектная организация может поручать изыскательской выполнение специальных работ, например обследование существующих зданий и сооружений.

Проектировщик должен учитывать, что инженерно-геологические изыскания на участках развития неблагоприятных физико-геологических процессов и явлений, как правило, должны сопровождаться стационарными наблюдениями с целью изучения динамики их развития, а также специальными работами для установления площади их проявления и глубин интенсивного развития, приуроченности к геоморфологическим элементам, формам рельефа и литологическим видам грунтов, условий и причин возникновения, форм проявления и развития. Кроме того, должны выполняться специальные исследования грунтов для оценки возможных изменений их свойств вследствие протекания этих процессов. Так, в районах развития карста изучаются петрографический и химический состав грунтов, их растворимость и скорость растворения, содержание углекислоты, состав и состояние заполнителя карстовых пустот; в районах развития

оползней — прочностные характеристики грунтов при изменении напряженного состояния, влажности, ориентации поверхностей скольжения и при длительном действии нагрузок (с учетом реологических свойств грунтов).

Объем инженерно-геологических работ при рекогносцировке определяется в зависимости от степени изученности природных условий района строительства и поэтому не нормируется. Объем инженерно-геологических работ при съёмке должен устанавливаться в зависимости от сложности инженерно-геологических условий на участке строительства, от площади исследуемой территории, а также от вида строительства и характера проектируемых сооружений согласно требованиям инструкций по инженерным изысканиям для соответствующих видов строительства [1, 2]. При этом проектировщик должен требовать, чтобы расстояния между горными выработками назначались не более указанных в табл. 2.3. Объем

ТАБЛИЦА 2.3. МАКСИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ ГОРНЫМИ ВЫРАБОТКАМИ ПРИ СЪЕМКЕ

Категория сложности инженерно-геологических условий ¹	Расстояние, м, при масштабе съёмки	
	1:10 000	1:5000
I (простая) . . .	500	250
II (средняя) . . .	400	200
III (сложная) . . .	300	150

¹ Принимается в соответствии с СН 225-79, табл. 3 [2].

инженерно-геологических работ при разведке должен устанавливаться в зависимости от уточнённой по результатам съёмки категории сложности инженерно-геологических условий площадок в пределах контура каждого сооружения или их группы, размеров сооружений в плане, их назначения, класса и конструктивных особенностей, вида фундаментов. При этом проектировщик должен требовать, чтобы расстояния между горными выработками и общее число выработок в пределах контура каждого сооружения или группы сооружений (при расстоянии между сооружениями не более 50 м) назначались в соответствии с табл. 2.4.

Глубины проходки горных выработок и исследований грунтов при съёмке должны назначаться исходя из предполагаемых размеров сферы взаимодействия зданий и сооружений с геологической средой. Вместе с тем при залегании на строительной площадке грунтов, специфических по составу и состоянию (илы, просадочные, заторфованные, насыпные, рыхлые песчаные, засоленные и набухающие

ТАБЛИЦА 2.4. РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ ГОРНЫМИ ВЫРАБОТКАМИ И ИХ ЧИСЛО ПРИ РАЗВЕДКЕ

Категория сложности инженерно-геологических условий	Максимальное расстояние между выработками, м	Минимальное число выработок
I	70—40	2—3
II	50—30	2—4
III	30—20	3—5

Примечание. Для каждой категории сложности инженерно-геологических условий большее расстояние между выработками и меньшее их число принимаются для сооружений, малочувствительных к неравномерным осадкам, а меньшие расстояния между выработками и большее их число — для сооружений, чувствительных к неравномерным осадкам, или при реконструкции и надстройке существующих сооружений.

грунты), необходимо, чтобы горные выработки проходились на полную глубину залегания этих грунтов.

На участках, где протекают неблагоприятные физико-геологические процессы и явления, горные выработки необходимо проходить не менее чем на 5 м ниже зоны активного развития этих процессов — поверхностей скольжения оползневых тел, предполагаемой глубины карстообразования, поверхностей раздела подвижных и неподвижных частей тела осыпей.

Глубины проходки горных выработок и исследований грунтов при разведке должны назначаться исходя из расчетных глубин сжимаемой толщи основания сооружения, приводимых в задании на изыскания, с заглублением ниже границы сжимаемой толщи на 1—2 м. При размещении выработок на участках распространения специфических по составу и состоянию грунтов и на участках с протеканием неблагоприятных физико-геологических процессов и явлений должны учитываться те же требования к глубинам проходки, что и при съемке. Если в пределах расчетных глубин сжимаемой толщи залегают скальные грунты, то выработки следует проходить до глубины на 2 м ниже кровли слабобветрелых грунтов или подошвы фундамента при его заложении в скальном массиве. При отсутствии у проектировщика к моменту выдачи технического задания на изыскания данных для расчета глубины сжимаемой толщи необходимо требовать, чтобы глубины проходки выработок и исследований грунтов назначались в зависимости от типов фундаментов и действующих нагрузок в соответствии с табл. 2.5, а применительно к фундаментным плитам принимались равными половине ширины плиты, но не менее 20 м. Для свайных фундаментов глубины проходки выработок и исследований грунтов должны назначаться не менее чем на 5 м ниже проектируемой глубины погружения

ТАБЛИЦА 2.5. ГЛУБИНЫ ПРОХОДКИ ВЫРАБОТОК И ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОВ ПРИ РАЗВЕДКЕ

Фундамент	Нагрузка на фундамент, кН/м и кН	Глубина ниже подошвы фундамента, м
Ленточный	До 100	4—6
	200	6—8
	500	9—12
	700	12—15
	1000	15—18
	2000	18—20
Отдельный	До 500	4—6
	1000	5—7
	2500	7—9
	5000	9—13
	10 000	11—15
	15 000	12—19
	50 000	18—26

Примечание. Меньшие значения глубин выработок принимаются при отсутствии грунтовых вод, в большие — при их наличии.

свай. Кроме того, следует учитывать, что при нагрузке на куст висячих свай более 3000 кН глубину проходки 50 % выработок следует назначать ниже проектируемой глубины погружения свай не менее чем на 10 м, а при свайных полях размером более 10×10 м глубины проходки выработок и исследований грунтов должны превышать проектируемое заглубление свай не менее чем на ширину свайного поля.

2.4. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ НАЗНАЧЕНИЯ СОСТАВА И ОБЪЕМА ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОВ

При согласовании программы изысканий проектировщик должен требовать, чтобы исследования грунтов для определения их строительных свойств проводились комплексными методами, включающими как лабораторные, так и полевые испытания. Основными факторами, определяющими состав исследований грунтов, входящих в общий комплекс, являются особенности грунтовых условий на строительной площадке, тип выбранного фундамента, класс ответственности и конструктивные особенности проектируемых сооружений.

Физические характеристики грунтов определяются, как правило, преимущественно лабораторными методами. Требовать применения полевых методов (зондирования, радиоактивного каротажа и др.) следует только в тех случаях, когда отбор образцов необходимого качества затруднителен или практически невозможен.

Прочностные характеристики грунтов определяются лабораторными или полевыми методами. При этом полевые методы должны обязательно применяться в тех случаях, когда

затруднительно отобрать образцы грунтов с ненарушенной структурой или когда грунты содержат большое число крупнообломочных включений, размеры которых близки к размерам образцов. Так, сопротивление сдвигу слабых грунтов определяют методом вращательного их среза в скважинах. Для оценки угла внутреннего трения песчаных грунтов используют статическое или динамическое зондирование их. Прочностные характеристики крупнообломочных грунтов и грунтов, имеющих большой процент крупнообломочных включений, определяют полевым методом среза цилиндров грунта.

Деформационные характеристики грунтов следует определять преимущественно полевыми методами. Лабораторные методы могут применяться для оценки изменения свойств грунтов во времени, а также с целью сокращения объема полевых исследований грунтов, если для конкретных строительных площадок установлены достаточно надежные корреляционные связи между деформационными характеристиками грунтов, рассчитанными по результатам полевых и лабораторных испытаний.

Полевые методы должны быть основными при определении показателей сопротивления грунтов основания свай. При этом во всех случаях, когда это возможно по грунтовым условиям, следует проводить статическое зондирование.

Основные виды лабораторных и полевых исследований грунтов и условия их применения приведены в табл. 2.6 и 2.7. Необходимо

иметь в виду, что лабораторными методами достаточно достоверные данные о прочностных и деформационных характеристиках грунтов, а также об их плотности могут быть получены лишь на образцах ненарушенного сложения (монолитах), отбор которых из горных выработок, а также упаковка, транспортирование и хранение должны производиться с учетом требований ГОСТ 12071—84. При этом в просадочных грунтах не менее 30 % выработок, из которых отбираются монолиты, должно быть представлено шурфами или дудками, проходимыми на полную мощность просадочной толщи.

Для получения данных, необходимых при проектировании фундаментов сооружений на грунтах, специфических по составу и строению (просадочных, набухающих, заторфованных и др.), при изысканиях должны определяться дополнительные характеристики грунтов. В состав лабораторных исследований кроме обычных определений согласно табл. 2.6 в качестве обязательных дополнительно включаются определения:

для просадочных грунтов — относительной просадочности, начальных просадочного давления и влажности (ГОСТ 23161—78), общего содержания и состава водорастворимых солей;

для набухающих грунтов — относительного набухания, влажности и давления набухания, относительной усадки (ГОСТ 24143—80), минералогического состава;

для засоленных грунтов — относительной

ТАБЛИЦА 2.6. ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ

Вид характеристики	Определяемая характеристика	Грунт				ГОСТ
		скальный	крупнообломочный (для заполнения)	песчаный	глинистый	
Физическая	Природная влажность	С	+	+	+	5180—84
	Влажность гигроскопическая	С	С	+	С	
	Плотность частиц грунта	+	+	+	+	
	Плотность грунта	+	С	+	+	
Физическая	Границы текучести и раскатывания	—	С	—	+	12536—79
	Гранулометрический состав	—	С	+	С	
Деформационная	Сжимаемость	—	С	С	+	23908—79
Прочностная	Прочность при одноосном сжатии	+	—	—	С	21153.2—75 (для скальных грунтов) 17245—79
	Сопротивление срезу	—	С	С	+	(для полускальных грунтов) 12248—78

Примечание. Условные обозначения те же, что в табл. 2.2.

ТАБЛИЦА 2.7. ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ

Вид исследования	Задача исследования						Грунт			ГОСТ
	расчленение геологического разреза	установление закономерностей изменчивости характеристик	определение				крупнообломочный	песчаный	глинистый	
			физических характеристик	деформационных характеристик	прочностных характеристик	показателей сопротивления грунтов относительно свай				
Статическое зондирование	+	+	+	+	+	+	-	+	+	20069—81
Динамическое зондирование	++	+	+	+	+	+	-	+	+	19912—81
Испытания штампами	-	+	+	+	+	-	+	+	+	20276—85
Испытания прессометрами	-	+	+	+	+	-	-	+	+	20276—85
Испытания на срез цилиндров грунта	-	-	-	-	+	-	+	+	+	23741—79
Вращательный срез или кольцевой срез	-	+	-	-	+	-	-	-	+	21719—80
Поступательный срез	-	+	-	-	+	-	-	+	+	21719—80
Испытания эталонной сваей	-	-	-	-	-	+	+	+	+	24942—81
Испытания сваями	-	-	-	-	-	+	+	+	+	5686—78

Условные обозначения: «+» исследования рекомендуются; «-» исследования не выполняются.

суффозионной осадки, количественного содержания легко- и среднерастворимых солей;

для элювиальных грунтов — коэффициента выветрелости;

для заторфованных грунтов и торфа — относительного содержания и степени разложения органических веществ, зольности, коэффициента консолидации, изменения прочностных характеристик с учетом фактора времени.

Кроме упомянутых выше лабораторных исследований для строительных площадок, сложенных просадочными грунтами, с целью определения типа грунтовых условий по просадочности проектировщик должен требовать проведения опытного замачивания грунтов в котлованах, а при проектировании в грунтовых условиях II типа свайных фундаментов — также и испытаний свай с площадным замачиванием грунтов из котлованов. В состав исследований просадочных, набухающих и засоленных грунтов целесообразно также дополнительно включать их полевые испытания статическими нагрузками с замачиванием.

Как отмечалось выше, при назначении состава исследований грунтов наряду с учетом особенностей грунтовых условий на строительной площадке и типа фундамента должны учитываться класс ответственности проектируемых сооружений и их конструктивные особенности. Так, при изысканиях для строительства сооружений I класса, а также промышленных и жилых комплексов и микрорайонов исследования грунтов должны проводиться с использованием полного комплекса методов, соответствующих выбранному типу фундаментов и грунтовым условиям, включая самые точ-

ные и дорогие виды полевых исследований (испытания грунтов статическими нагрузками в шурфах, испытания свай). Для одиночных зданий и сооружений II класса состав исследований грунтов в значительной степени должен определяться конструктивными особенностями сооружений — их высотой, наличием и величинами сосредоточенных нагрузок на основании, чувствительностью к неравномерным осадкам и т. п. Для зданий и сооружений III класса обычно представляется возможным ограничиться проведением лабораторных исследований грунтов и зондирования.

Объем исследований грунтов, как и состав, должен назначаться в зависимости от ответственности и конструктивных особенностей проектируемых сооружений, но, кроме того, еще и от их размеров в плане и сложности грунтовых условий (по характеру залегания и свойствам грунтов). При согласовании намеченных в программе объемов исследований грунтов следует руководствоваться классификацией проектируемых сооружений и грунтовых условий по категориям [3 (прил. 3)]. Для сооружений I категории (при нагрузках на фундаменты не более 500 кН/м или 3000 кН) и при I категории сложности грунтовых условий исследования грунтов могут проводиться в минимальном объеме, но в то же время достаточном для получения статистически обоснованных показателей свойств грунтов.

При возрастании той или иной категории на одну ступень объем исследований грунтов должен быть увеличен примерно в 1,5 раза, а при возрастании на две ступени — в 2 раза. Так, например, если применительно к соору-

жению I категории и при I категории сложности грунтовых условий достаточно провести зондирование в пяти точках, то применительно к сооружению того же размера в плане III категории и при III категории сложности грунтовых условий требуемое число точек зондирования возрастает до 20.

2.5. ПРЕДСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ

Результаты изысканий представляются в виде отчетов или заключений, в которых должны содержаться выводы, прогнозы и рекомендации, необходимые для разработки проектно-сметной документации. Самым большим по составу и объему является отчет по результатам инженерно-геологической съемки. В текстовой части отчета обязательно должно содержаться следующее: сведения о составе, объеме и методике выполняемых работ; описание климата, рельефа, физико-геологических процессов и явлений и других факторов, оказывающих влияние на строительство; сведения о наличии и причинах деформаций существующих в районе изысканий зданий и сооружений; геолого-стратиграфические разрезы, условия залегания грунтов и их характеристика по генетическим типам, а также характеристика основных водоносных горизонтов; нормативные и расчетные значения характеристик грунтов, находящихся в пределах инженерно-геологических элементов, а также оценка их пространственной изменчивости; прогноз изменений состояния и свойств грунтов; инженерно-геологическое районирование территории строительства; сопоставительная оценка выделенных участков, рекомендации по возможному использованию участков и выбору с инженерно-геологических позиций типов оснований сооружений; прогноз изменения инженерно-геологических и гидрогеологических условий на отдельных участках территории под воздействием строительства и эксплуатации зданий и сооружений с основными рекомендациями по инженерной подготовке территории и обоснованием необходимости осуществления мероприятий по борьбе с неблагоприятными явлениями; выводы и рекомендации, необходимые для принятия проектных решений; рекомендации по проведению последующих изысканий;

перечень опубликованных и фондовых материалов, использованных при составлении отчета.

В текстовых и табличных приложениях к отчету должны приводиться копии технических заданий на производство инженерных изысканий и акты согласований; сводные таблицы результатов лабораторных определений свойств грунтов и подземных вод; сводные таблицы нормативных и расчетных значений характеристик грунтов; паспорта определений прочностных и деформационных свойств грунтов; сводные таблицы результатов и интерпретации геофизических исследований; сводные таблицы результатов петрографического описания грунтов, минералогических и других специальных анализов; каталоги координат и высот горных выработок, геофизических, зондировочных и других опытных точек. В графических приложениях к отчету должны содержаться: карты фактического материала участка строительства; карты инженерно-геологических условий и инженерно-геологического районирования участка строительства; карты гидронизогипс, рельефа кровли скальных грунтов и др.; инженерно-геологические разрезы территории строительства; инженерно-геологические и геолого-литологические колонки горных выработок; листы обработки результатов лабораторных, полевых и гидрогеологических исследований, а также стационарных наблюдений; геолого-геофизические карты и разрезы.

По результатам инженерно-геологической рекогносцировки и разведки вместо отчетов могут составляться заключения, в которых должны содержаться рекомендации, соответствующие задачам конкретного этапа изысканий. Заключения составляются также по результатам изысканий, выполняемых при реконструкциях сооружений. При выполнении съемки и разведки в один этап результаты изысканий представляются в виде одного отчета, где в разделе, относящемся к инженерно-геологическим условиям площадки строительства, необходимо приводить детальную характеристику этих условий для участков размещения проектируемых зданий и сооружений, нормативные и расчетные значения характеристик грунтов их оснований, а также рекомендации по осуществлению профилактических и защитных мероприятий для обеспечения устойчивости зданий и сооружений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по инженерным изысканиям для городского и поселкового строительства. СН 211-62. — М.: Стройиздат, 1962. — 120 с.
2. Инструкция по инженерным изысканиям для промышленного строительства. СН 225-79. — М.: Стройиздат, 1979. — 77 с.

3. Руководство по проектированию свайных фундаментов. — М.: Стройиздат, 1980. — 151 с.
4. Строительные нормы и правила. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. СНиП II-9-78. — М.: Стройиздат, 1979.
5. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. СНиП II-17-77. — М.: Стройиздат, 1978.

Глава 3. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ВЫБОРА ТИПА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

3.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основания и фундаменты зданий и сооружений служат для восприятия нагрузок от строительных конструкций, технологического оборудования и нагрузок на полы.

Проектирование оснований и фундаментов выполняется в соответствии с действующими СНиП [4—6]. При проектировании оснований и фундаментов необходимо учитывать следующие положения:

- обеспечение прочности и эксплуатационных требований зданий и сооружений (общие и неравномерные деформации сооружения не должны превышать допустимые);
- максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов;
- максимальное использование прочности материала фундаментов;
- достижение минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости.

Выбор типа оснований или конструктивных решений фундаментов выполняется на основании сравнений технико-экономических показателей, получаемых с помощью вариантного проектирования [1—3, 7].

3.2. ТИПЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

При большом различии инженерно-геологических условий площадок строительства на территории СССР, а также разнообразии конструкций зданий и сооружений, применяе-

мых в массовом строительстве, используются в основном столбчатые, ленточные и плитные фундаменты на естественном, уплотненном или искусственно закрепленном основании и свайные фундаменты.

Предварительная оценка области применения фундаментов различных типов в зависимости от грунтовых условий может быть выполнена с помощью табл. 3.1, в которой указаны случаи безусловного применения фундаментов соответствующего типа либо случаи, когда необходимо выполнение вариантного проектирования.

3.3. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

Под технико-экономическими показателями оснований и фундаментов зданий и сооружений понимаются технические и экономические характеристики проектного решения.

К техническим показателям относятся тип оснований и конструкции фундаментов, расчетные данные о деформируемости и прочности грунтов основания (ожидаемые осадки, перемещения, крены и т. п.), данные об использовании прочности материала фундаментов, материалоемкость. К экономическим показателям относятся приведенные затраты, сметная стоимость (себестоимость), трудоемкость изготовления и возведения, продолжительность работ, капитальные вложения в материально-техническую базу строительства, эксплуатационные расходы (если деформируемость оснований требует дополнительных затрат на ремонт или

ТАБЛИЦА 3.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ

Основания	Грунты		Тип фундамента		
	прорезаемые	основания	на естественном основании	на уплотненном или искусственно закрепленном основании	свайные
Однослойные	Слабые Средние Прочные		±	±	±
			±	±	±
			+	—	—
Двухслойные	Слабые	Средние Прочные	±	±	±
	Средние	Слабые Прочные	—	±	±
	Прочные	Слабые Средние	±	±	—

Условные обозначения: «+» — рекомендуется для применения; «±» — требуется вариантное проектирование; «—» — не рекомендуется для применения.

усиление конструкций зданий либо сооружений для обеспечения их пригодности в течение эксплуатационного периода). Полный перечень экономических показателей приведен в табл. 3.2.

ТАБЛИЦА 3.2. ПОЛНЫЙ ПЕРЕЧЕНЬ ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ

Показатели	Единица
<i>Стоимостные</i>	
Приведенные затраты	руб.
Сметная стоимость (себестоимость) возведения оснований и фундаментов	»
Капитальные вложения в материально-техническую базу строительства	руб/год
Эффект от ускорения строительства	руб.
Экономическая оценка фактора дефицитности стали	»
Эксплуатационные затраты	»
<i>Натуральные</i>	
Продолжительность возведения	смена
Затраты труда, всего	чел.-дн.
В том числе:	
на изготовление материалов, конструкций, полуфабрикатов и их транспортирование	»
на устройство оснований и возведение фундаментов	»
Расход основных материалов:	
стали (приведенной к стали класса А-1)	кг
цемента (приведенного к марке 400)	»
топлива (в пересчете на условное)	»

Технико-экономические показатели определяются, как правило, для основания и фундаментов здания и сооружения. Для анализа технико-экономических показателей вариантов проектных решений фундаментов должна быть выбрана сопоставимая единица измерения. В качестве такой единицы могут приниматься 1 м² общей площади здания, 1 фундамент, 1 м стен, единица расчетной нагрузки от здания или сооружения и т. п.

Оптимальное проектное решение принимается по минимуму приведенных затрат [1]. Приведенные затраты определяются с учетом себестоимости возведения основания и фундаментов, капитальных вложений в материально-техническую базу строительства, эксплуатационных затрат, фактора дефицитности материальных ресурсов и экономического эффекта, который может быть получен в случае сокращения общей продолжительности строительства. При отсутствии информации о различии продолжительности и трудоемкости устройства фундаментов по сравниваемым вариантам и других данных, необходимых для определения показателей приведенных затрат, допускается на стадии разработки проекта использовать показатели сметной стоимости.

Анализ других показателей выполняется для выявления факторов, влияющих на раци-

ональность применения того или иного решения, и определения путей совершенствования конструкций фундаментов. Например, себестоимость служит для определения возможного снижения стоимости устройства оснований и фундаментов за счет применения рациональных решений. Аналогичное назначение имеет анализ показателей материалоемкости, трудоемкости изготовления, продолжительности работ. Показатели материалоемкости и капитальных вложений в материально-техническую базу строительства используются также для обоснования предложений по развитию более эффективных конструкций (фундаментов, свай и др.) и определения требуемых объемов капитальных вложений в строительную индустрию.

3.4. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЫБОР ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ

На выбор технико-экономических показателей оснований и фундаментов зданий и сооружений оказывают влияние исходные данные для проектирования, нормативно-техническая база и техническая оснащенность строительных организаций. Перечисленные группы взаимосвязаны и в различной степени влияют на выбор типа оснований и конструкций фундаментов.

К исходным данным для проектирования относятся:

инженерно-гидрометеорологические, инженерно-геологические и геодезические сведения о площадке строительства, получаемые на основании результатов изысканий, выполняемых с учетом рекомендаций гл. 2 настоящего справочника;

данные о технологическом назначении здания или сооружения, величинах нагрузок, передаваемых на строительные конструкции (в том числе на основания и фундаменты), наличии технологических заглубленных помещений, их размерах в плане и по высоте и расстояниях от конструкций фундаментов, требования к осадкам, кренам и другим деформациям фундаментов под технологическое оборудование, требования к влажности воздуха в технологических заглубленных помещениях и т. п.; эти сведения приводятся в задании на проектирование, составляемом специалистами-технологами на основании технологических нормативных документов и паспортов технологического оборудования;

технические характеристики проектируемого здания или сооружения, в которых приведены конструктивная схема, значения нагруз-

зок, передаваемых на фундаменты, размеры и материалы несущих конструкций и их планово-высотная привязка, размеры заглубленных помещений, их размещение в плане, отметки заглубления и т. п., конструкции полов, требования к деформациям фундаментов несущих конструкций; эти данные составляются в соответствии с требованиями норм на проектирование (СНиП) на основании технологического задания.

Нормативно-техническую базу составляют действующие нормы технологического и строительного проектирования (в том числе нормы проектирования оснований и фундаментов), сборники цен на материалы, конструкции, преискуранты, а также единичные расценки на выполнение работ по устройству оснований и фундаментов.

3.5. ПРИНЦИПЫ СОПОСТАВИМОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Варианты проектных решений фундаментов должны отвечать условиям сопоставимости. Проектные решения должны быть:

рассчитаны на одинаковые нагрузки для одних и тех же грунтовых условий и в равной мере отвечать условиям эксплуатации;

разработаны с одинаковой степенью проектной проработки в соответствии с действующими нормами проектирования, а также с учетом научно-технических достижений в области заводского изготовления конструкций и производства строительного-монтажных работ.

Варианты решений фундаментов должны основываться на полноценных данных инженерно-геологических изысканий, позволяющих проектировать любые типы фундаментов с одинаковым техническим уровнем их разработки. Например, если для разработки одного варианта фундаментов используются данные полевых исследований грунтов, дающих более близкие к действительности их характеристики, то для разработки другого варианта необходимо пользоваться данными о грунтах, полученными аналогичным образом. Если несущая способность свай по одному варианту устанавливается по результатам статических испытаний, то таким же способом должна устанавливаться несущая способность свай по другому варианту (когда применяются сваи различных конструкций и размеров).

Проектные решения фундаментов следует сравнивать при равной степени законченности всех конструктивных элементов. Если при различных вариантах проектных решений фунда-

ментов изменяются объемы работ по смежным конструктивным элементам или их частям, то необходимо учитывать разницу в затратах по этим смежным элементам. Например, при сопоставлении различных вариантов решений фундаментов в просадочных, слабых и тому подобных грунтах, требующих конструктивных мероприятий по повышению пространственной жесткости здания, необходимо учитывать разницу в затратах по зданию в целом. При этом разницу в затратах на устройство смежных элементов рекомендуется относить на тот вариант, для которого эти затраты больше. Объемы работ, одинаковые по сравниваемым вариантам, можно в расчетах не учитывать.

Стоимостные показатели должны определяться для условий одного и того же района строительства, в едином уровне цен на рассматриваемые конструкции и материалы, с применением единой сметно-нормативной базы или единых принципов определения показателей.

3.6. РЕКОМЕНДАЦИИ ДЛЯ ВЫБОРА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Выбор основания (несущего слоя) производится в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, конструктивных особенностей проектируемого здания и сооружения, возможностей местных строительных организаций; грунты основания должны обеспечивать надежную работу конструкций зданий и сооружений при минимальных объемах строительных работ по устройству фундаментов и сроках их выполнения.

В качестве основания могут приниматься любые грунты; не рекомендуется использование в качестве основания илов, торфов, рыхлых песчаных и текучепластичных глинистых грунтов.

При свайных фундаментах грунты основания должны позволять максимально использовать прочность материалов свай при минимальном их сечении, длине и заглублении подошвы ростверка.

При выборе основания зданий и сооружений необходимо учитывать в отдельных случаях выполнение специальных работ, связанных с инженерной подготовкой площадки строительства: планировочные работы, уплотнение грунтов, водопонижение или водоотлив, противооползневые мероприятия и т. п. Выполнение этих работ требует дополнительного времени и затрат и может влиять на выбор конструкций фундаментов.

Выбирая основания и конструкции фундаментов для здания, возводимого рядом с существующим, следует учитывать тип и состо-

яние конструкций фундаментов существующего здания, требования к действующему технологическому оборудованию на возможные динамические воздействия при производстве работ, конструктивные и технологические особенности проектируемого здания, возможности строительных организаций.

Принятые конструкции фундаментов должны быть технологичны в строительном производстве.

Конструкции фундаментов здания или сооружения должны характеризоваться минимальными величинами приведенных затрат, материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости. В отдельных случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании оказывается более выгодным применить более дорогие конструкции, если при этом обеспечивается ускорение ввода объекта в действие и получение за счет этого дополнительной продукции.

3.7. МЕТОДИКА ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ СРАВНЕНИЙ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ

Трудоемкость и материалоемкость оснований и фундаментов определяются на основании проектных разработок вариантов. Для конкретных объектов строительства определяется показатель полных приведенных затрат

$$Z = C + D - \Delta_{ф.з}, \quad (3.1)$$

где C — сметная или сметно-расчетная стоимость устройства фундаментов; D — экономическая оценка фактора дефицитности ресурса (учитывается для варианта с большим расходом рассматриваемого ресурса); $\Delta_{ф.з}$ — эффект у заказчика от ускорения ввода в действие основных производственных фондов (учитывается для варианта с наиболее ранним вводом объекта в эксплуатацию).

Показатель сметной стоимости устройства фундаментов определяется на основании действующих сметных норм и «Единых районных единичных расценок» (ЕРЕР), привязанных к местным условиям строительства.

Фактор дефицитности материальных ресурсов на ближайший период рекомендуется учитывать для стали по формуле

$$D = \Delta_{\gamma} M_{\sigma}, \quad (3.2)$$

где Δ_{γ} — удельное значение экономической оценки фактора дефицитности стали, принимаемое в размере 150 руб. на 1 т дополнительно израсходованной стали, приведенной к стали класса А-1; M_{σ} — дополнительный расход стали по рассматриваемому варианту проектного решения фундамента по сравнению с вариантом с наименьшим расходом стали.

Экономический эффект, образуемый у заказчика за счет выпуска дополнительной продукции, может учитываться только при наличии детальных исходных данных, принимаемых из проектов организации строительства и про-

ектов производства работ, и определяется по формуле

$$\Delta_{ф.з} = E_a \Phi \Delta T K_{и}, \quad (3.3)$$

где E_a — норматив абсолютной эффективности капитальных вложений в отрасли; для объектов межотраслевого характера и объектов непроизводственной сферы E_a принимается равным 0,14; Φ — стоимость производственных фондов, досрочно введенных в действие (сметная стоимость объекта строительства с учетом технологического оборудования); ΔT — разница в сроках окончания строительства объекта, обусловленная конструктивными решениями фундаментов сравниваемых вариантов, год; $K_{и}$ — коэффициент использования расчетной разницы в сроках окончания строительства по условиям возможности эксплуатации готового объекта после его сдачи заказчику; при отсутствии сведений принимается равным 0,3.

Не следует принимать разницу в продолжительности строительства объектов равной разнице в продолжительности возведения сравниваемых вариантов фундаментов, поскольку на критическом пути строительства, как правило, находится не весь объем работ. При отсутствии конкретных данных объем работ по устройству фундаментов, лежащий на критическом пути строительства, рекомендуется принимать в размере 30 %.

При определении коэффициента $K_{и}$ учитываются возможности получения исходного перерабатываемого сырья при более раннем освоении производственной мощности предприятия, быта и использования готовой продукции в данное время в соответствующих отраслях народного хозяйства.

При выявлении областей рационального применения проектных решений фундаментов для массового строительства в качестве базисных вариантов рекомендуется принимать лучшие решения, освоенные в практике массового строительства.

Приведенные затраты по вариантам проектных решений фундаментов определяются по формуле

$$Z = C_{\sigma} + E_n (K_{\sigma} + K_{\sigma}) + D, \quad (3.4)$$

где C_{σ} — себестоимость (расчетная или фактическая) устройства фундаментов (под расчетной себестоимостью понимается сметная стоимость без учета плановых накоплений); E_n — нормативный коэффициент сравнительной эффективности капитальных вложений, равный 0,12; K_{σ} и K_{σ} — капитальные вложения в основные производственные фонды строительной индустрии (K_{σ} — предприятия по производству товарного бетона, арматуры, сборных бетонных и железобетонных конструкций фундаментов; K_{σ} — в строительные и транспортные машины и механизмы, а также в базу по их обслуживанию и эксплуатации).

Капитальные вложения в развитие мощностей предприятий строительной индустрии K_{σ} определяются по формуле

$$K_{\sigma} = \sum_{i=1}^n K_{yi} M_i, \quad (3.5)$$

где K_{yi} — удельные капитальные вложения в производство материалов, конструкций и полуфабрикатов;

M_i — расход материалов, конструкций и полуфабрикатов на принятую единицу измерения.

Удельные капитальные вложения в производство материалов, конструкций и полуфабрикатов

$$K_{yi} = K_n C_3, \quad (3.6)$$

где K_n — коэффициент, учитывающий отношение капитальных вложений к оптовой цене материалов, конструкций и полуфабрикатов и принимаемый для сборных железобетонных и бетонных изделий 1,11, для товарного бетона 0,69 и для арматурных изделий 1,09; C_3 — оптовая цена 1 м³ сборных железобетонных и бетонных изделий (с учетом арматуры), бетонной смеси и арматурных каркасов и сеток для монолитных конструкций.

Капитальные вложения в строительные и транспортные машины и механизмы, участвующие в производстве строительно-монтажных работ, определяются по выражению

$$K_c = 1,07 C_m N_T K_9 K_n / N_n, \quad (3.7)$$

где 1,07 — коэффициент, учитывающий затраты на доставку машины до объектов строительства; C_m — балансовая стоимость строительных машин, оборудования и транспортных средств, принимаемая по действующим прейскурантам; N_T , N_n — количество машино-смен работы машин, оборудования, транспорта (N_T — требуемое для возведения сравниваемых конструкций фундаментов; N_n — нормативное на годо-

Сравнительная эффективность проектных решений фундаментов экспериментального объекта определяется на основе сопоставления перспективных приведенных затрат этого строительства с приведенными затратами, рассчитанными по фактическим показателям возведения фундаментов, строящихся по проектам-аналогам.

Фундаменты зданий и сооружений, спроектированные по действующим нормативным документам, рассчитываются на одинаковый срок службы и в обычных условиях, как правило, не требуют ремонта. В связи с этим эксплуатационные затраты по конструкциям фундаментов отсутствуют. Эксплуатационные затраты необходимо учитывать в тех случаях, когда варианты имеют существенные различия в затратах на устранение последствий неравномерных осадок зданий и сооружений [2].

Основные исходные данные и технико-экономические характеристики для разработанных вариантов фундаментов сводятся в таблицу (табл. 3.3).

ТАБЛИЦА 3.3. ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЛЯ СОПОСТАВЛЕНИЯ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Группа данных	Исходные данные и технико-экономические характеристики
По грунтам	Характеристики грунтов, прорезаемых фундаментами (в том числе сваями), и грунтов основания
По конструкциям здания или сооружения	Размеры в плане, высота, площадь сечения колонн, шаг колонн, нагрузки на фундаменты (нормальные силы, изгибающие моменты, горизонтальные силы), имеющие наибольшее распространение в здании
По типам фундаментов	Столбчатые или плитные на естественном или искусственно уплотненном основании, свайные фундаменты, размеры в плане в уровне подошвы, размеры свай и расчетные нагрузки на них
По объемам работ: земляные работы	Объем разработки котлована, обратной засыпки, уплотнения (с учетом транспорта)
свайные работы (только для свайных фундаментов)	Объем свай в м ³ и в шт. с указанием марки и объема бетона (отдельно сборного для забивных или монолитного для буронабивных свай), расход арматуры по классам
бетонные работы	Объем фундаментов с указанием марки бетона (для свайных фундаментов) объем ростверков), объем подготовки, расход арматуры по классам

вой срок эксплуатации); нормативное количество машино-смен работы машин и механизмов за год может быть принято в размере 250 для сваебойных агрегатов и 400 для прочих машин; K_9 — коэффициент, учитывающий потребность в основных производственных фондах, необходимых для эксплуатационно-ремонтной базы; принимается для строительных машин и механизмов 1,3 и для транспортных средств 1,8; K_n — поправочный коэффициент, учитывающий территориальный пояс и принимаемый в соответствии с действующими «Нормативами удельных капитальных вложений по отраслям строительства».

В случаях когда при определении стоимости материалов, конструкций и полуфабрикатов используются оптовые цены промышленностью, приведенные затраты могут быть найдены по формуле

$$Z = C + E_n K_c + D. \quad (3.8)$$

При несущественном отличии уровня механизированности строительных работ по сравниваемым вариантам составляющая $E_n K_c$ в формуле (3.8) может не учитываться.

3*

3.8. ЭКСПРЕСС-МЕТОДЫ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ОЦЕНКИ ФУНДАМЕНТОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ

При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений приходится учитывать много факторов, влияющих на выбор проектного решения, и разрабатывать несколько (не менее трех) вариантов.

Для сокращения объема работ по поиску наиболее экономичных решений оснований и фундаментов в практике проектирования используются различные приемы, которые можно разделить на следующие группы: объекты-аналоги, стандартные программы расчета оснований и фундаментов на ЭВМ, материалы для проектирования оснований и фундаментов применительно к типовым проектам зданий и соо-

ружений массового применения, укрупненные сметные нормы на части зданий и сооружений [8—13], прејскуранты, показатели технического уровня (для свайных фундаментов) [14].

В зависимости от задач проектирования необходимо правильно пользоваться любым из перечисленных выше приемов (а при необходимости несколькими из них сразу). Механическое использование этих приемов не допускается, так как может привести к неправильным оценкам.

Выбор объектов-аналогов должен выполняться по отраслевому признаку (машиностроение, металлургия, нефтехимия и т. п.), использованию унифицированных объемно-планировочных и конструктивных решений и одинаковым инженерно-геологическим условиям.

Использование объектов-аналогов может дать хорошие результаты, например, при проектировании и строительстве крупных комплексов в отдельных регионах, когда при проектировании оснований и фундаментов объектов используется накопленный опыт предыдущего строительства. Это позволяет проводить планомерную работу по совершенствованию оснований и конструкций фундаментов.

Выбор стандартных программ для вариантного проектирования оснований и фундаментов должен осуществляться с таким расчетом, чтобы в программы были заложены действующие нормы на проектирование, а информация о грунтах и внешних нагрузках на фундаменты задавалась на едином техническом уровне, что обеспечит соблюдение условий сопоставимости. Необходимо также, чтобы в выбранных программах расчета для различных типов фундаментов (например, столбчатых на естественном основании, свайных и др.) были единые принципы оптимизации.

Материалы для проектирования, разработанные для фундаментов промышленных зданий и сооружений массового применения, позволяют с помощью графиков, таблиц и конструктивных элементов фундаментов определить расходы материалов, минуя стадию разработки чертежей, что дает возможность сократить процесс вариантного проектирования. Стоимостные показатели определяются дополнительно.

Для промышленных зданий массового применения с железобетонными колоннами (одно- и многоэтажных) разработаны укрупненные сметные нормы на столбчатые фундаменты на естественном основании и фундаменты из забивных свай. Эти нормы построены таким образом, что по конструктивным характеристикам здания, природно-климатическому району

строительства, данным о расчетном сопротивлении грунтов основания, глубине заложения подошвы для столбчатых фундаментов и параметрам свай (площади сечения, длине, расчетной нагрузке) для свайных фундаментов можно получить данные о стоимости, материалоемкости и трудоемкости их устройства, минуя стадию разработки чертежей.

Для жилых домов массового применения, возводимых по типовым проектам, разработаны прејскуранты, позволяющие по данным о расчетном сопротивлении грунтов основания, глубине заложения подошвы для ленточных фундаментов и параметрам свай (площади сечения, длине и расчетной нагрузке) для свайных фундаментов получить данные о стоимости и материалоемкости фундаментов, минуя стадию разработки чертежей.

Для свайных фундаментов разработан метод определения эффективности конструктивного решения в зависимости от степени использования прочности материала свай и грунтов основания, а также удельного расхода материалов (в расчете на единицу действующей нагрузки — вертикальной или горизонтальной) [14].

Согласно этой методике, рациональность конструкции свайных фундаментов определяется по значению коэффициентов K_m (отношение расчетной нагрузки на сваю по грунту к расчетной нагрузке на сваю по прочности материала), K_f (отношение фактической нагрузки на сваю от здания к расчетной нагрузке по грунту) и удельных расходов материалов. Чем выше коэффициенты K_m и K_f и чем меньше удельные расходы материалов, тем экономичнее конструкция свайного фундамента.

Использование этой методике позволяет на отдельных этапах разработки проекта свайного фундамента (выбор свай, свайной группы, проектирование ростверка) исключить заведомо нерациональные варианты, минуя стадию разработки чертежей.

Указанные характеристики отражают технический уровень проектного решения и поэтому называются показателями технического уровня. Эти показатели могут быть использованы только для предварительной оценки рассматриваемых вариантов свайных фундаментов и уточняются впоследствии определением приведенных затрат.

Следует иметь в виду, что выполнение оценок целесообразности того или иного типа фундаментов следует производить, как правило, для здания или сооружения в целом. Нельзя судить о преимуществе конструкции фундамента, например, по анализу технико-

ТАБЛИЦА 3.4. УДЕЛЬНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ СТОИМОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ ОСНОВНЫХ ВИДОВ РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ

Наименование работ	Стоимость, руб.	Трудоемкость, чел.-дн.
Разработка грунтов глубиной до 3 м:		
песчаных	1,8	0,23
глинистых	2	0,28
влажных	2,3	0,32
Устройство подготовки под фундаменты:		
песчаной	4,8	0,11
щебеночно-гравийной	11,5	0,13
бетонной	23,7	0,58
Устройство монолитных железобетонных фундаментов и ростверков из бетона марки М 200:		
столбчатых	29,6	0,72
ленточных	26,1	0,38
Устройство сборных железобетонных фундаментов из бетона марки М 200	59,2	0,55
Устройство ленточных фундаментов и стен подвалов из сборных бетонных блоков марки М100	53	0,42
Погружение железобетонных свай из бетона марки М 300 в грунты I группы:		
длинной до 12 м	85,2	0,89
» до 16 м	93,8	1,41
составных длиной до 20 м	105,3	1,46
Погружение железобетонных свай из бетона марки М 300 в грунты II группы:		
длинной до 12 м	90,3	1,05
» до 16 м	103,7	1,68
составных длиной до 20 м	111,2	1,6
Бурение лидерных скважин в грунтах:		
I группы	1,85	0,09
II группы	2,15	0,11
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М 200 без уширения диаметром мм:		
до 630	58,3	1,32
	90,8	1,97
» 720	54	1,02
	84,8	1,41
» 820	53,7	0,91
	82,4	1,25
» 1020	50	0,76
	74,3	1,04
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М 200 с уширением	87,6	2,36
	125,8	2,56
Устройство набивных свай из бетона марки М 200 с уплотнением скважин (в деле):		
пробивкой	45,0	1,12
вытрамбовыванием	37,2	1,32

Примечания: 1. Показатели со всем видом работ (за исключением бурения лидерных скважин) даны на 1 м³, а по бурению лидерных скважин — на 1 м.
2. Над чертой даны значения для связных грунтов, под чертой — для несвязных.
3. Показатели по земляным работам учитывают транспортировку, обратную засыпку и уплотнение грунта.

экономических показателей, полученных для одного фундамента, так как оптимальное решение для этого фундамента может не отражать оптимальность решения различных фундаментов, имеющих в здании. Нельзя также судить об оптимальности конструкций свайных фундаментов из свай различных видов по технико-экономическим показателям, получаемым для одиночных свай.

3.9. УДЕЛЬНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ СТОИМОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ ОСНОВНЫХ ВИДОВ РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ

Для предварительных оценок технико-экономических показателей фундаментов различных видов в табл. 3.4 приведены удельные показатели стоимости и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов. В приведенных показателях накладные расходы, дополнительные затраты на производство работ в зимнее время и плановые накопления не учтены.

Для железобетонных конструкций стоимость арматуры в расценках не учтена и принимать ее следует по цене, руб/т:

для стали класса А-I и А-II	0,22
» » » А-III	0,24
» » » В-1	0,31
» » » В-2	0,42

ТАБЛИЦА 3.5. УДЕЛЬНЫЕ В РАСЧЕТЕ НА 1 м² ПЛОЩАДИ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ПО ВАРИАНТАМ ФУНДАМЕНТОВ

Показатели	Фундаменты		
	столбчатые на естественном основании с отметкой заложения подошвы -4,05	из забивных свай сечением 30×30 см, длиной и с расчетной нагрузкой соответственно	
		10 м и 0,4 МН	16 м и 0,8 МН
Приведенные затраты, руб.	8,3	10,9	8,2
Себестоимость, руб.	7,1	9,3	6,9
Капитальные вложения в базу строительства, руб/год	10,4	13,3	10,8
Затраты труда, чел.-дн.:			
всего	0,32	0,41	0,3
в том числе на возведение	0,15	0,23	0,17
Расход материалов:			
бетона, м ³	0,15	0,12	0,08
цемента, кг	32,7	36,7	24
стали, кг	5,1	7,2	7,6
условного топлива, кг	22,3	27	18,1

Для железобетонных конструкций, отличающихся от марок, приведенных в табл. 3.4, применяется надбавка или скидка в размере 1 руб. за каждые 50 ед. изменения марок.

Затраты труда даны только для строительной площадки.

Затраты труда на изготовление 1 м³ конструкций, изделий и полуфабрикатов и их транспортирование (с учетом вспомогательных рабочих) имеют следующие показатели, чел.-дн.:

Сборные железобетонные фундаменты	2,5
Блоки стен подвалов	1,95
Сваи забивные	3,55
Сваи-колонны	5,15
Бетонная смесь	0,55
Арматурные изделия для монолитных конструкций	9,75

Пример сравнительной ценки столбчатых и свайных фундаментов промышленного здания. Исходные данные:

1) одноэтажное промышленное здание размером в плане 144×145 м, высотой 18 м; несущие конструкции — железобетонные колонны; шаг колонн 6 и 12 м соответственно по наружным и внутренним рядам; пролет 24 м; нагрузки на фундаменты колонн соответственно наружных и внутренних рядов составляют: нормальные силы 2,8 и 4,75 МН, изгибающие моменты 1,52 и 1,48 МН·м, поперечные силы 0,01 и 0,006 МН; район строительства — Московская обл.;

2) грунтами оснований столбчатых фундаментов служат грунты с условным расчетным давлением 0,2 МПа, залегающие на глубине 4 м; выше залегают слабые ненормируемые грунты; для свай сечением 30×30 см, длиной 10 м грунты основания позволяют обеспечивать расчетную вдавливающую нагрузку 0,4 МН, длиной 16 м — 0,8 МН.

Требуется выбрать наиболее экономичную конструкцию фундаментов.

В результате проработки вариантов фундаментов определены технико-экономические показатели, значения которых приведены в табл. 3.5. Как видно из этой таблицы, наиболее экономичным вариантом являются фундаменты из свай сечением 30×30 см, длиной 16 м с расчетной нагрузкой 0,8 МН.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. СН 423-71. — М.: Стройиздат, 1971. — 112 с.
2. Методические рекомендации по экономической оценке архитектурно-строительных решений промышленных зданий и сооружений. — М.: изд. ЦНИИпроекта, ЕНТИИпромзданий Госстроя СССР, 1984 — 182 с.
3. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. — М.: Стройиздат, 1984. — 243 с.
4. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.
5. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты. СНиП 3.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1983.
6. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. СНиП 11-17-77. — М.: Стройиздат, 1977.
7. Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов. ТП 101-81. — М.: Стройиздат, 1981.
8. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-1.И. Монолитные железобетонные фундаменты под каркасы гражданских зданий и зданий административно-бытового назначения промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1977.

9. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-1.Н. Свайные фундаменты многоэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1978.
10. Укрупненные сметные нормы. Производственные здания и сооружения общего назначения. Сб. I-1.М. Свайные фундаменты одноэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1976.
11. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-22.2, вып. 1. Фундаменты. — М.: Стройиздат, 1982.
12. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. № I-1.В. Фундаменты многоэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1974.
13. Укрупненные сметные нормы. Здания и сооружения промышленного назначения. Сб. I-1.Б. Фундаменты одноэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом. — М.: Стройиздат, 1973.
14. Ханин Р. Е., Алперович Л. К. Рекомендации по определению оптимальных решений свайных фундаментов. — М.: изд. ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1981. — 66 с.

Глава 4. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

4.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Фундаментом называется часть здания или сооружения, преимущественно подземная, которая воспринимает нагрузки от сооружения и передает их на естественное или искусственное основание, сложенное грунтами.

Фундаменты могут быть мелкого и глубокого заложения. Отличительные особенности фундаментов мелкого заложения заключаются в следующем:

нагрузка на основание передается преимущественно через подошву фундамента;

соотношение размеров (высоты h_f и ширины b) не превышает 4, что позволяет рассматривать такие фундаменты как жесткие конструкции; при их повороте в работу включается боковая поверхность фундамента;

фундаменты устраивают в открытых котлованах или в полостях заданной формы, создаваемых в массиве грунта.

Фундаменты мелкого заложения могут применяться для любых сооружений и в любых инженерно-геологических условиях.

Тип фундамента — мелкого или глубокого заложения, так же как и его конструкция, определяется на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом инженерно-геологических условий площадки, вида сооружений, размера и характера нагрузок, производственных возможностей строительной организации.

Фундаменты могут выполняться в монолитном варианте непосредственно в котловане или в сборном варианте из заранее изготовленных на заводе элементов.

Верхняя плоскость фундамента, на кото-

рую опираются надземные конструкции, называется обрезаем, а нижняя плоскость, соприкасающаяся с основанием, — подошвой (рис. 4.1). За ширину фундамента принимают наименьший размер подошвы b , а за длину — наибольший ее размер l [1]. Высота фундамента h_f есть расстояние от подошвы до обреза. Расстояние от поверхности планировки до подошвы фундамента является глубиной заложения d . В железобетонных фундаментах нижняя плоская или ступенчатая часть называется плитной, а верхняя — фундаментной стеной у ленточных фундаментов или подколонником у столбчатых фундаментов. Пространство в верхней части подколонников, служащее для установки колонны, называется стаканом. В отдельных случаях надземная стена или колонна сооружения могут опираться непосредственно на плитную часть. Ширина фундаментов по обрезу принимается, как правило, больше толщины стены, а ширина подошвы определяется расчетом. Глубина заложения назначается по конструктивным соображениям, а также исходя из условий промерзания или наплавтывания грунта с учетом расположения уровня подземных вод.

Фундаменты могут быть жесткими, в нижней части которых не возникает растягивающих напряжений, и гибкими, в плитной части которых возникают деформации изгиба, что требует применения арматуры.

4.2. МАТЕРИАЛЫ ФУНДАМЕНТОВ

Материалы фундаментов выбираются в соответствии с материалами основных конструкций сооружения. Кроме прочности материал фундаментов должен обладать необходимой морозостойкостью. В качестве материала фундаментов применяются железобетон, бетон, каменные материалы (кирпич, бут, блоки из природных камней). В отдельных случаях возможно использование облегченных и легких бетонов, цементогрунта. Сборные элементы изготавливаются из железобетона и бетона, в том числе и на силикатных вяжущих материалах, а также из цементогрунта и кирпича.

Армируют фундаменты горячекатаной арматурной сталью класса А-III и обыкновенной арматурной проволокой диаметром 3—5 мм класса Вр-I и В-II [2]. Допускается применение для поперечной конструктивной и монтажной арматуры горячекатаной арматурной стали класса А-I и А-II, а также проволоки класса В-II диаметром 6—8 мм в сварных сетках и каркасах. Для монтажных петель сборных

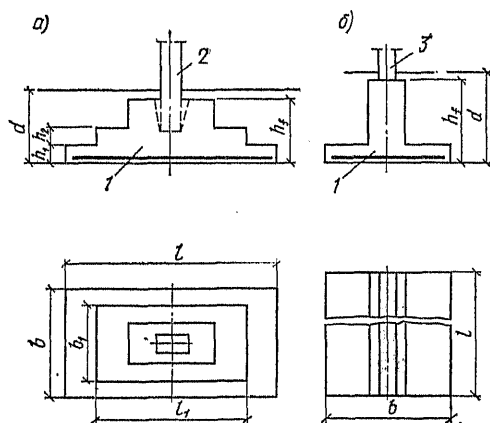


Рис. 4.1. Схемы фундаментов
а — отдельного; б — ленточного; в — фундамент;
г — колонна; д — стена

элементов применяется горячекатаная арматурная сталь А-I или А-II. Если монтаж конструкций происходит при температуре ниже минус 40 °С, для монтажных петель не допускается применение стали марки ВСтЗсп2.

За нормативные сопротивления арматуры R_{sk} принимаются наименьшие контролируемые значения предела текучести, физического или условного: для стержневой арматуры — равно напряжением, соответствующим остаточному относительному удлинению 0,2 %, а для проволочной арматуры — равно 0,75 временного сопротивления разрыву. Указанные контролируемые характеристики арматуры при-

ТАБЛИЦА 4.1. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Стержневая арматура	Расчетные сопротивления арматуры, МПа		
	растяжению		сжатие R_{sc}
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_s	поперечной (хомутов и стогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{sv}	
А-I	225	180	225
А-II	280	225	280
А-III диаметром, мм:			
6—8	355	285	355
10—40	365	295	365
Вр-I диаметром, мм:			
3	375	305	375
4	365	295	365
5	360	290	360
В-II диаметром, мм:			
3	1250	990	390
4	1200	940	390
5	1100	880	390
6	1050	830	390
7	980	785	390

нимаются в соответствии с государственными стандартами на арматурные стали и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены в табл. 4.1, а расчетные сопротивления при расчете по предельным состояниям второй группы — в табл. 4.2.

Виды материалов назначаются из расчета их на прочность. Минимальные марки материалов по прочности на осевое сжатие для фундаментов должны быть не ниже приведенных в табл. 4.3. Минимальные марки растворов по-

ТАБЛИЦА 4.2. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Стержневая арматура	Расчетные сопротивления арматуры, МПа		
	растяжению		сжатие R_{sc}
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_s	поперечной (хомутов и стогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{sv}	
А-I	235	190	235
А-II	295	235	295
А-III диаметром, мм:			
6—8	380	305	380
10—40	390	315	390
Вр-I диаметром, мм:			
3	410	335	410
4	400	325	400
5	385	320	395
В-II диаметром, мм:			
3	1500	1190	1500
4	1440	1355	1440
5	1320	1055	1320
6	1260	995	1260
7	1175	942	1175

ТАБЛИЦА 4.3. МАРКИ МАТЕРИАЛА ФУНДАМЕНТОВ

Материал	Минимальные марки для сооружений класса								
	I			II			III		
	Грунт								
	а	б	в	а	б	в	а	б	в
Бетон:									
тяжелый	100	100	150	75	75	100	50	50	75
на пористых заполнителях	100	100	—	100	100	—	75	75	—
Силикатная масса	—	—	—	100	150	—	75	100	—
Природные камни	150	150	200	100	150	200	75	100	150
Кирпич	150	150	—	100	150	—	75	100	150
Цементогрунт	—	—	—	100	150	—	75	100	100

Условные обозначения грунтов: а — крупнообломочные и песчаные маловлажные, супеси твердые, суглинки и глины твердые; б — крупнообломочные и песчаные влажные, супеси пластичные, суглинки и глины тугопластичные и мягкопластичные; в — крупнообломочные и песчаные, насыщенные водой, супеси текучие, суглинки и глины текучепластичные и текучие.

пределу прочности на сжатие для кладки фундаментов следует принимать не ниже приведенных в табл. 4.4 [3].

При устройстве железобетонных монолитных и сборных фундаментов должен применяться бетон марки не ниже М150.

ТАБЛИЦА 4.4. МАРКИ РАСТВОРОВ

Раствор	Грунт	Минимальная марка для сооружений класса		
		I	II	III
Цементный	a	25	10	10
	б	50	25	10
	в	75	50	25
Цементно-известковый	a	25	10	10
	б	50	25	25
	в	100	75	50
Цементно-глинистый	a	25	10	10
	б	50	25	25
	в	100	75	50

Примечание. Условные обозначения грунтов те же, что и в табл. 4.3.

Для изготовления пустотелых фундаментных стеновых блоков, а также бутобетонных блоков применяются материалы, марки которых по прочности на осевое сжатие должны быть не менее указанных в табл. 4.5.

Проектная марка бетона по прочности на сжатие назначается по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность).

Минимальные проектные марки бетона по морозостойкости принимаются по табл. 4.6.

Проектная марка бетона и камней по морозостойкости принимается по числу выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов. Марки бетонов, камней и растворов по прочности и морозостойкости определяются по методике, установленной государственными стандартами. Возраст бетона и раствора, отвечающий его проектной марке, принимается, как правило, равным 28 дням.

Расчетные сопротивления бетонов в зависимости от их проектных марок по прочности

ТАБЛИЦА 4.5. МАРКИ БЕТОНА ПО ПРОЧНОСТИ

Блоки	Минимальная марка для сооружений класса								
	I			II			III		
	Грунт								
	a	б	в	a	б	в	a	б	в
Пустотелые:									
из тяжелого бетона	150	—	—	100	—	—	75	100	—
из бетона на пористых заполнителях	150	—	—	150	—	—	100	100	—
из силикатной массы	—	—	—	150	—	—	100	100	—
Бутобетонные с бутовым камнем:									
марки 200 и выше	75	75	100	50	50	75	50	50	75
марки 150—200	100	100	150	75	75	100	150	50	75
марки 75—150	150	150	200	100	100	150	75	75	100
Бутобетонные на щебне из хорошо обожженного кирпича марки 100 и выше	150	150	200	100	100	150	75	75	100

Примечание. Условные обозначения грунтов те же, что и в табл. 4.3.

ТАБЛИЦА 4.6. МАРКИ БЕТОНА ПО МОРОЗОСТОЙКОСТИ

Расчетная зимняя температура наружного воздуха t , град	Минимальная марка для сооружений класса								
	I			II			III		
	Грунт								
	a	б	в	a	б	в	a	б	в
$t < -40$	75	100	150	50	75	100	35*	50	70
	50	75	100	35	50	75	25	35	50
$-40 \leq t < -20$	50	75	100	35	50	75	25*	35	50
	35	50	75	25	35	50	15	25	35
$-20 \leq t < -5$	35*	50	75	25	35	50	—	25*	35*
	25	35	50	15	25	35	10	15	25
$t \geq -5$	25*	35*	50	—	25	35	—	—	25*
	15	25	35	10	15	25	10	10	15

Примечания: 1. Звездочкой отмечены марки, которые для тяжелого бетона не нормируются.

2. Знак «тире» обозначает, что марки не нормируются.

3. Над чертой даны требуемые марки для бетона, цементного грунта и искусственных камней; под чертой — для природных камней.

4. Условные обозначения грунтов те же, что и в табл. 4.3.

ТАБЛИЦА 4.7. РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Сопrotивление	Бетон	Значение сопротивления, МПа, при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
		М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый На пористых заполнителях	2,3 2,3	3,5 3,5	4,5 4,5	7 7	9 9	11 11	13,5 13,5	15,5 15,5	17,5 17,5	19,5 —	21,5 —
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	0,28	0,38	0,48	0,63	0,75	0,88	1	1,1	1,2	1,28	1,35

ТАБЛИЦА 4.8. НОРМАТИВНОЕ И РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА ДЛЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Сопrotивление	Бетон	Значение сопротивления, МПа, при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
		М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,ser}$	Тяжелый На пористых заполнителях	3 3	4,5 4,5	6 6	8,5 8,5	11,5 11,5	14,5 14,5	17 17	20 20	22,5 22,5	25,5 —	28 —
Растяжение осевое $R_{bt,ser}$	Тяжелый	0,42	0,58	0,72	0,95	1,15	1,3	1,5	1,65	1,8	1,9	2

Примечание. Сопротивления, приведенные в настоящей таблице, вводятся в расчет с коэффициентом условий работы бетона $m_b=1$, за исключением случаев, когда действует многократно повторяющаяся нагрузка при расчете по образованию трещин.

ТАБЛИЦА 4.9. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Факторы и конструкции, обуславливающие введение коэффициентов условий работы	Условное обозначение	Численное значение
1. Длительность действия нагрузки: а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная длительность которых мала (например, крановые нагрузки; нагрузки от транспортных средств; ветровые нагрузки; нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении конструкций), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вежно-мерзлых и тому подобных грунтов: для тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях естественного твердения и подвергнутого тепловой обработке, если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды выше 75%) в остальных случаях б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок, суммарная длительность действия которых мала; для всех видов бетонов	m_{b1}	1,0
		0,85
2. Бетонирование в вертикальном положении при высоте бетонирования более 1,5 м	m_{b7}	0,85
3. Бетонные конструкции	m_{b5}	0,9

на сжатие приведены для предельных состояний первой и второй группы соответственно в табл. 4.7 и 4.8. Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы, приведенные в табл. 4.7, вводятся в расчет с коэффициентом условий работы согласно табл. 4.9. Расчетные сопротивления кладки приведены в табл. 4.10—4.16. Расчетные сопротивления кладки из крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и

ТАБЛИЦА 4.10. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ КИРПИЧА ВСЕХ ВИДОВ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 50—150 мм НА ТЯЖЕЛЫХ РАСТВОРАХ

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления, МПа								
	при марке раствора							при прочности раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	0,2	0
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	0,9	0,7
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,6	0,5

Примечание. К расчетным сопротивлениям сжатию следует применять коэффициенты: при применении жестких цементных растворов (без добавок глины или извести), легких растворов и известковых растворов в возрасте до 3 мес. — 0,85; цементных растворов (без извести или глины) с органическими пластификаторами — 0,9.

ТАБЛИЦА 4.11. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ КРУПНЫХ СПЛОШНЫХ БЛОКОВ И БЛОКОВ ИЗ ПРИРОДНОГО КАМНЯ ПИЛЕННЫХ ИЛИ ЧИСТОЙ ТЕСКИ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 500—1000 мм

Марка бетона или камня	Расчетные сопротивления, МПа					
	при марке раствора					при прочности раствора, равной нулю
	100	75	50	25	10	
500	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3
400	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
300	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
250	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
200	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0
150	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
100	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
75	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3

ТАБЛИЦА 4.12. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ СПЛОШНЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ И ПРИРОДНЫХ КАМНЕЙ ПИЛЕННЫХ ИЛИ ЧИСТОЙ ТЕСКИ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 200—300 мм

Марка камня	Расчетные сопротивления, МПа								
	при марке раствора							при прочности раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	0,2	0
500	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6,0	5,3	4,6	4,3
400	6,5	6,0	5,8	5,5	5,3	5,0	4,5	3,8	3,5
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,1	2,8
200	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,0	2,8	2,3	2,0
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	1,8	1,5
100	2,5	2,5	2,3	2,2	2,0	1,8	1,7	1,3	1,0
75	—	—	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,1	0,8
50	—	—	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	0,8	0,6

природного камня плотностью более 1800 кг/м³, принимаются с коэффициентом 1,1; из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления допускается принимать по табл. 4.11 с коэффициентом 0,9 при пустотности 5%; 0,5 при пустотности 25% и 0,25 при пустотности 45%.

ТАБЛИЦА 4.13. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КЛАДКИ ИЗ ПУСТОТЕЛЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ РЯДА КЛАДКИ 200—300 мм

Марка камня	Расчетные сопротивления, МПа							
	при марке раствора					при прочности раствора, МПа		
	100	75	50	25	10	0,2	0	
100	2,0	1,7	1,7	1,6	1,4	1,1	0,9	
75	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	
50	1,2	1,15	1,1	1,0	0,9	0,7	0,5	

ТАБЛИЦА 4.14. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ОСЕВОМУ РАСТЯЖЕНИЮ И СРЕЗУ КЛАДКИ ИЗ СПЛОШНЫХ КАМНЕЙ

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление, МПа, при марке раствора		
	50	25	10
Осевое растяжение по перевязанному сечению R_t : для кладки камней правильной формы для бутовой кладки	0,16 0,12	0,11 0,08	0,05 0,04
Срез по сечению R_{sq} : неперевязанному для кладки всех видов (касательное сцепление) . перевязанному для бутовой кладки	0,16 0,24	0,11 0,16	0,05 0,08

ТАБЛИЦА 4.15. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ БУТОБЕТОНА (НЕВИБРИРОВАННОГО)

Марка равного бута	Расчетные сопротивления, МПа, при марке бетона				
	200	150	100	75	50
200 и выше	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0
100	—	—	—	2,2	1,8
50	—	—	—	2,0	1,7

Примечание. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию следует принимать с коэффициентом 1,15.

Основными конструктивными материалами фундаментов являются железобетон и бетон, которые можно применять при устройстве всех видов монолитных и сборных фундаментов в различных инженерно-геологических условиях. При наличии агрессивных подземных вод следует применять цементы соответствующих видов или устранять поверхност-

ТАБЛИЦА 4.16. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ БУТОВОЙ КЛАДКИ ИЗ РВАНОВО БУТА

Марка камня	Расчетные сопротивления, МПа						
	при марке раствора					при прочности раствора, МПа	
	100	75	50	25	10	0,2	0
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,3	0,2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	2,7	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,23	0,15
300	1,3	1,1	0,95	0,7	0,5	0,2	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,15	0,05

Примечания: 1. Для кладки из постелистого буттового камня расчетные сопротивления, приведенные в таблице, следует умножать на коэффициент 1,5.

2. Расчетное сопротивление буттовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом — на 0,1 МПа, при кладке в траншеях в распор с нетронутым грунтом, а также при надстройках — на 0,2 МПа.

ную гидроизоляцию. Фундаменты на основе силикатных материалов и цементогрунта применяются в конструкциях, работающих на сжатие, в фундаментах с уступами или с наклонными гранями при отсутствии агрессивных подземных вод. Каменная кладка из кирпича и бута предусматривается в конструкциях, работающих на сжатие, преимущественно для ленточных фундаментов и стен подвалов. Бутобетон и бетон рекомендуется применять при устройстве фундаментов, возводимых в отрываемых полостях или траншеях при их бетонировании в распор со стенками. Допускается применение бутовых, бутобетонных и бетонных фундаментов с уступами или с наклонными гранями. Высота уступа для бетона принимается не менее 30 см, для бутобетона и бутовой кладки — 40 см.

Для получения жестких фундаментов, исключающих появление растягивающих напряжений в нижней части, отношение высоты уступа к его ширине h_1/C_1 , а также отношение высоты фундамента к его выносу должно быть не менее 1,5. Толщину стен из бутобетона следует принимать не менее 35 см, а из бута — 50 см; размеры сечения столбов из бутобетона — не менее 40 см, а из бута — 60 см.

Применение дерева и металла допустимо при устройстве фундаментов временных зданий и сооружений.

4.3. КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

4.3.1. Столбчатые фундаменты под стены

Столбчатые фундаменты под стены рекомендуется устраивать при незначительных нагрузках от стены здания и в тех случаях, когда основанием служат грунты, имеющие высокие прочностные и деформационные характеристики. Фундаменты располагаются через 3—6 м один от другого, в углах здания и в местах пересечения стен, а также на других участках, где передаются значительные на-

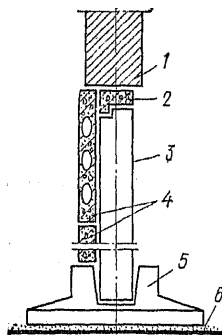


Рис. 4.2. Столбчатый фундамент под стену
1 — надземная стена; 2 — фундаментная балка; 3 — колонна; 4 — панели ограждения; 5 — фундамент стаканного типа; 6 — подготовка

грузки. По обрезу фундаментов укладываются фундаментные балки, на которые опираются надземные конструкции.

Фундаменты выполняются из сборных элементов (рис. 4.2) в виде столбов, возводимых из кирпича, бута, цементогрунта, бетона. Возможно применение фундаментов, устраиваемых в разбуриваемых или отрываемых в массиве грунта полостях, заполняемых враспор бетоном, цементогрунтом и др.

4.3.2. Ленточные и прерывистые фундаменты под стены

Ленточные фундаменты могут быть монолитными или из сборных блоков. Монолитные устраивают из бута, бутобетона, бетона, цементогрунта в виде жесткой конструкции ступенчатой формы, когда в поперечном направлении не возникают растягивающие на-

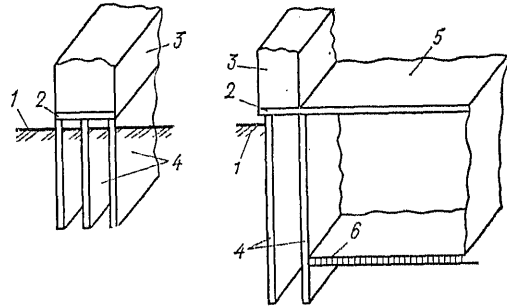


Рис. 4.3. Многощелевой ленточный фундамент
1 — поверхность грунта; 2 — распределительная плита; 3 — надземная стена; 4 — бетонные пластины; 5 — перекрытие; 6 — пол подвала

пряжения. При применении железобетона фундамент выполняется в виде нижней армированной ленты и неармированной фундаментной стены (см. рис. 4.1). Многощелевые ленточные фундаменты включают два или более ряда вертикальных пластин, на которые опираются надземные стены (рис. 4.3). В плане пластины представляют собой непрерывные ленты или отдельные элементы, устраиваемые на определенном расстоянии один от другого. Монолитные фундаменты могут применяться в любых грунтовых условиях.

Сборные фундаменты состоят из ленты, собираемой из железобетонных плит, и стены, собираемой из бетонных блоков (рис. 4.4). Фундаментные железобетонные плиты изготавливаются сплошными или ребристыми. Номенклатура типовых плит по серии 1.112-5 приведена в табл. 4.17. Номенклатура предусматривает четыре группы, каждая из которых характеризуется наибольшим значением среднего давления, передаваемого на основание,

ТАБЛИЦА 4.17. ФУНДАМЕНТНЫЕ ПЛИТЫ

Эскиз	Марка плиты*	Размеры, мм			Объем бетона, м³	Масса, кг	
		b	l	h		плиты	петель
	ФЛ32.12 ФЛ32.8	3200	1180 780	500	1,6 1,047	4000 2620	6,5 4,6
	ФЛ28.12 ФЛ28.8	2800	1180 780		1,369 0,896	3420 2240	6,5 4,6
	ФЛ24.12 ФЛ24.8	2400	1180 780		1,138 0,745	2845 1865	4,6 3,2
	ФЛ20.12 ФЛ20.8	2000	1180 780		0,975 0,638	2440 1695	4,6 3,2
	ФЛ16.24 ФЛ16.12 ФЛ16.8	1600	2380 1180 780	300	0,987 0,486 0,320	2470 1215 800	3,2 2,2 1,4
	ФЛ14.24 ФЛ14.12 ФЛ14.8	1400	2380 1180 780		0,845 0,416 0,274	2110 1040 685	2,2 2,2 1,4
	ФЛ12.24 ФЛ12.12 ФЛ12.8	1200	2380 1180 780		0,703 0,347 0,228	1760 870 570	2,2 1,4 1,4
	ФЛ10.24 ФЛ10.12 ФЛ10.8	1000	2380 1180 780		0,608 0,3 0,197	1520 750 495	2,2 1,4 1,4
	ФЛ8.24 ФЛ8.12	800	2380 1180		0,557 0,274	1395 685	1,1 1,1
	ФЛ6.24 ФЛ6.12	600	2380 1180		0,415 0,205	1040 515	1,1 0,7

* Марки плит в таблице указаны условно без обозначения их группы и относятся к изделиям всех групп.

при соответствующем вылете консоли фундамента. Плиты первой группы соответствуют среднему расчетному сопротивлению основа-

ния (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f=1$) $R=0,15$ МПа, второй — $R=0,25$ МПа, третьей — $R=0,35$ МПа и четвертой — $R=0,45$ МПа. Марки плит обозначаются буквами ФЛ и числами, характеризующими ширину и длину плиты, разделенными точками. Цифра, отделенная дефисом, указывает группу по несущей способности при толщине опирающейся стены 160 мм. Например, ФЛ20.12-4 — плита шириной 2000 мм, длиной 1180 мм, для среднего давления на подошве 0,45 МПа. Расчетный момент для плит определен по грани нагружающей стены, которая принята толщиной 160 мм (для крупнопанельных зданий). При увеличении толщины нагружающей стены, например до 300, 400 мм и более, расчетные размеры консолей уменьшаются и по условиям прочности плиты могут соответствовать большим значениям средних давлений на основание. Расчетная нагрузка при определении несущей способности плит вычисляется умножением среднего давления p на усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,15$ (применительно к жилым зда-

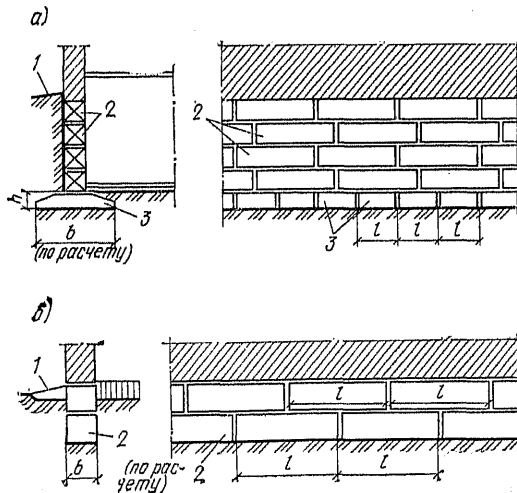


Рис. 4.4. Сборный ленточный фундамент. а — для здания с подвалом; б — для здания без подвала; 1 — поверхность грунта; 2 — бетонные блоки стен; 3 — фундаментные плиты

ниям). В случае применения плит для зданий, имеющих больший коэффициент надежности γ'_f среднее давление по условиям прочности будет меньше на величину γ/γ'_f .

Плиты запроектированы применительно к их расположению выше уровня подземных вод, что обусловлено предельным раскрытием трещин не более 0,3 мм. При наличии подземных вод ширина раскрытия трещин принимается менее 0,2 мм, что приводит к снижению среднего давления по подошве на величину $n = 0,833$ для плит с рабочей арматурой диаметром более 8 мм.

Плиты армируют одиночными сетками или плоскими арматурными блоками, собираемыми из двух сеток: верхней, имеющей маркировочный индекс К, и нижней — С. Рабочая арматура — стержневая горячекатаная периодического профиля из стали класса А-III и проволока периодического профиля из стали класса Вр-I. Распределительная арматура — гладкая арматурная проволока из стали класса В-I.

При значительных нагрузках допускается применение ребристых железобетонных блоков (табл. 4.18), рассчитанных на среднее давление по подошве 0,3 МПа при толщине опираемой на них стены 40 см. Сечение арматуры плитной части определяется из условия восприятия изгибающего момента, а арматуры ребер — поперечной силы. Армирование плитной части осуществляется плоскими сетками, а ребер жесткости — пространственными каркасами. Рабочая арматура — из стали класса А-III диаметром 10—25 мм. По условиям трещинообразования блоки рассчитаны

на применение выше уровня подземных вод.

В табл. 4.19 и 4.20 приведена номенклатура облегченных железобетонных плит с угловыми вырезами, которые могут заменять типовые плиты с аналогичными внешними размерами. Армирование плит осуществляется двумя сетками, имеющими разные размеры в плане. Плиты рассчитаны на среднее давление

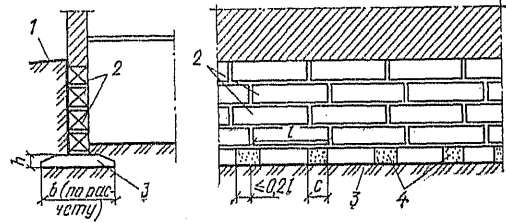


Рис. 4.5. Прерывистый фундамент

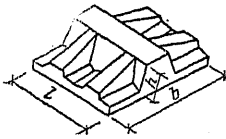
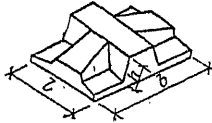
1 — поверхность грунта; 2 — бетонные блоки; 3 — фундаментные плиты; 4 — промежутки между плитами, заполненные грунтом

по подошве фундамента, равное 0,15; 0,2; 0,25; 0,35 и 0,40 МПа. Плиты разработаны для стен толщиной 18, 30 и 50 см.

При несовпадении расчетной ширины фундамента с шириной железобетонной плиты следует применять прерывистые фундаменты, устраиваемые из железобетонных плит, укладываемых на расстоянии друг от друга (рис. 4.5).

Фундаментные стены выполняются из сплошных ФБС или пустотелых ФБП блоков. Для укладки перемычек и пропуска коммуни-

ТАБЛИЦА 4.18. РЕБРИСТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БЛОКИ

Эскиз	Марка блока	Размеры, мм			Марка бетона	Объем бетона, м ³	Масса блока, т	Масса стали, кг	Вылет консоли (не более), мм
		b	l	h					
	Ф40-24	4000	2400	600	300	3,04	7,96	704	1800
	Ф40-16	4000	1600	600	300	2,34	5,85	429	1800

Т А Б Л И Ц А 4.19. ПЛИТЫ С УГЛОВЫМИ ВЫРЕЗАМИ

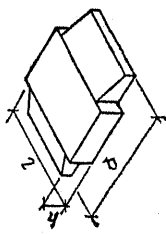
Эскиз	Марка плиты	Размеры, мм			Марка бетона	Объем бетона, м ³	Масса плиты, т	Масса стали, кг				Расход стали на I м ³ бетона, кг	
		l	b	h				А-I	А-III	В-I	итого		
	Ф20.24-25з	2380	2000	500	300	1,80	4,50	8,60	21,19	27,77	2,91	32,70	18,17
	Ф20.24-35в	2380	2000	500	300	1,80	4,50	8,60	27,77	35,64	2,91	39,28	21,82
	Ф20.24-45в	2380	2000	500	300	1,80	4,50	8,60	35,64	48,45	4,27	47,15	26,19
	Ф24.24-25в	2380	2400	500	300	2,11	5,28	8,60	35,90	48,45	3,50	48,00	22,75
	Ф24.24-35в	2380	2400	500	300	2,11	5,28	8,60	48,45	65,93	3,50	60,53	28,71
	Ф24.24-45в	2380	2400	500	300	2,11	5,28	8,60	65,93	78,80	4,27	78,80	37,34
	Ф28.24-25в	2380	2800	500	300	2,53	6,32	11,28	56,70	82,34	4,08	72,06	28,48
	Ф28.24-35в	2380	2800	500	300	2,53	6,32	11,28	82,34	109,95	4,08	97,70	38,62
	Ф28.24-45в	2380	2800	500	300	2,53	6,32	11,28	109,95	125,31	4,08	125,31	49,53
Ф32.24-25в	2380	3200	500	300	2,91	7,27	11,28	98,31	135,91	5,70	125,29	36,18	
Ф32.24-35в	2380	3200	500	300	2,91	7,27	11,28	135,91	141,85	4,66	141,85	48,74	

ТАБЛИЦА 4.20. РАЗМЕРЫ ПЛИТ С УГЛОВЫМИ ВЫРЕЗАМИ

Эскиз	Марка плиты	Размеры, мм					
		<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>c</i>	<i>k</i>	<i>a</i>
	Ф20.24-25в Ф20.24-35в Ф20.24-45в	2380	2000	500	500	200	1800
	Ф24.24-25в Ф24.24-35в Ф24.24-45в	2380	2400	500	700	200	1800
	Ф28.24-25в Ф28.24-35в Ф28.24-45в	2380	2800	500	700	200	1800
	Ф32.24-25в Ф32.24-35в	2380	3200	500	700	200	1800

каций под потолками подвалов и технических подпольев применяются сплошные блоки с вырезом ФБВ. Внешние размеры блоков приведены в табл. 4.21. Блоки изготавливаются из тяжелого бетона, керамзитобетона и плотного силикатного бетона.

При малосжимаемых грунтах, а также при малой изменчивости сжимаемости основания толщина фундаментных стен, в том числе и подвалов, принимается равной (или меньшей) толщине надземных стен, но не менее 30 см. Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15 см.

Для обеспечения пространственной жесткости сборного фундамента предусматривают-

ТАБЛИЦА 4.21. РАЗМЕРЫ СТЕНОВЫХ БЛОКОВ

Блок	Основные размеры, мм		
	длина	ширина	высота
ФБС	2380	300	580
		400	
		500	
	1180	400	580
		500	
		600	
880	300	580	
	400		
	500		
ФБВ	680	400	580
		500	
		600	
ФБП	2380	400	580
		500	
		600	

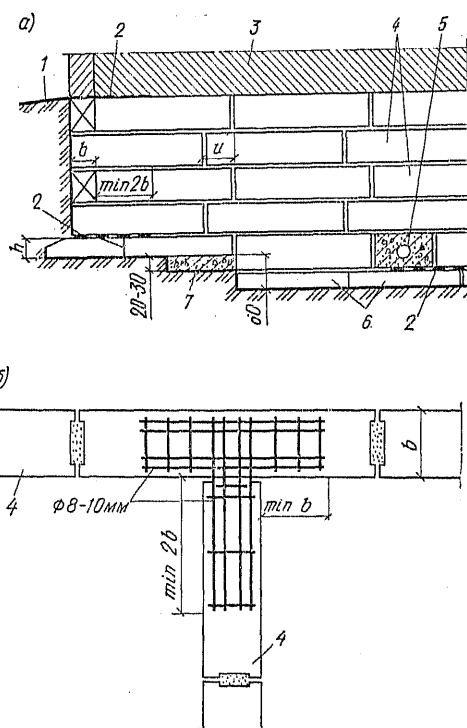


Рис. 4.6. Перевязка наружных и внутренних стен
 а — блоками; б — арматурными сетками; 1 — поверхность грунта; 2 — арматурная сетка; 3 — надземная стена; 4 — бетонные блоки; 5 — ввод трубопровода; 6 — фундаментные плиты; 7 — монолитный бетон

ся связь между продольными и поперечными стенами путем перевязки их фундаментными стеновыми блоками (рис. 4.6, а) или закладки в горизонтальные швы сеток из арматуры диаметром 8—10 мм (рис. 4.6, б). В случае при-
 мыкания кирпичных стен к фундаментным стеновым блокам сетки следует укладывать в каждом ряду блоков (рис. 4.7, а). Фундамент-

ные стеновые блоки укладываются с перевязкой вертикальных швов, глубина которой и принимается:

при малосжимаемых грунтах ($E < 10$ МПа) — не менее 0,4 высоты фундаментного стенового блока;

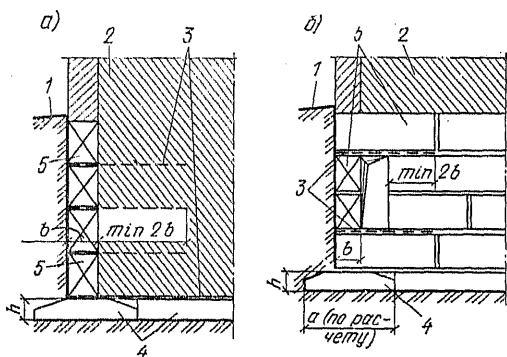


Рис. 4.7. Примыкание кирпичной стены к стене из бетонных блоков (а) и устройство вводов (б)

1 — поверхность грунта; 2 — кирпичная стена; 3 — арматурные сетки; 4 — фундаментные плиты; 5 — бетонные блоки

при сильносжимаемых, просадочных засоленных, насыпных и набухающих грунтах — не менее высоты фундаментного стенового блока.

Для уменьшения числа типоразмеров фундаментных стеновых блоков, а также для устройства вводов (рис. 4.7, б) оставляют проемы длиной не более 0,6 м, которые при необходимости заполняются кирпичом или бетоном. При этом лежащий выше блок должен перекрывать проемы. В углах здания проемы не допускаются. В прерывистых фундаментах вертикальный шов между нижними фундаментными стеновыми блоками следует располагать в пределах фундаментных плит. Допускается располагать этот шов в промежутках между плитами при условии, что величина консоли фундаментного стенового блока не превышает 0,2 его длины.

Переход одного участка фундамента к другому осуществляется уступами, отношение высоты к длине которых принимается не менее 1 : 2 при связных грунтах и 1 : 3 при песчаных грунтах. В сборных фундаментах высота уступа принимается равной высоте фундаментного стенового блока или железобетонной плиты, которые при необходимости укладываются на слой тощего бетона (см. рис. 4.6, а).

При возведении сборных фундаментов на сильносжимаемых, просадочных и других структурно неустойчивых грунтах, а также при неравномерном напластовании слоев предус-

матриваются армированные швы или пояса поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания с соблюдением следующих требований:

армированный шов должен быть толщиной 3—5 см; для его устройства применяется цементный раствор не ниже марки раствора основной кладки и не ниже М 50;

армированный пояс следует выполнять из монолитного бетона или из сборных элементов; высота пояса 10—15 см, бетон марки не ниже М 100;

шов и пояс полагается армировать стержнями диаметром не менее 10 мм.

При устройстве швов применяют плоские сетки, а поясов — пространственные каркасы (ширина шва и пояса должна быть не менее 0,8 толщины стены) и располагают в одном уровне. При невозможности выполнения их на одном уровне допускается их располагать на разных отметках, но при этом они должны перекрывать друг друга на длину не менее 50 диаметров рабочей арматуры и не менее двух расстояний между ними по вертикали. При устройстве над подвалом монолитного перекрытия, имеющего глубину заделки не менее 0,8 толщины фундаментной стены, армированный пояс не требуется.

От поверхностных и подземных вод стены защищают путем устройства отмосток и укладки горизонтальной гидроизоляции на уровне не ниже 5 см от поверхности отмостки и не выше 30 см от подготовки пола подвала. Внешняя поверхность подвальных стен защищается обмазочной изоляцией в один или в два слоя.

4.3.3. Отдельные фундаменты под колонны

Основным типом фундаментов, устраиваемых под колонны, являются монолитные железобетонные фундаменты, включающие плитную часть ступенчатой формы и подколонник. Сопряжение сборных колонн с фундаментом осуществляется с помощью стакана (см. рис. 4.1, а), монолитных — соединением

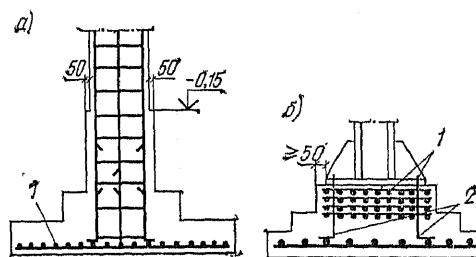


Рис. 4.8. Соединение колонн с фундаментом

а — монолитной; б — стальной; 1 — арматурные сетки; 2 — анкерные болты

арматуры колонн с выпусками из фундамента (рис. 4.8, а), стальных — креплением башмака колонны к анкерным болтам, забетонированным в фундаменте (рис. 4.8, б). Размеры в плане подошвы (b, l), ступеней (b_1, l_1), подколонника (l_{uc}, b_{uc}) принимаются кратными 300 мм; высота ступеней (h_1, h_2) — кратной 150 мм; высота фундамента (h_f) — кратной 300 мм, высота плитной части (h) — кратной 150 мм.

Модульные размеры фундамента следующие:

h_f	1500—12 000
h	300, 450, 600, 750, 900, 1050, 1200, 1500
h_1, h_2, h_3	1800
b	300, 450, 600
l	1500—6600
b_1, b_2	1500—8400
b_{uc}	1500—6000
l_{uc}	900—2400
l_1, l_2	900—3600
	1500—7500

ТАБЛИЦА 4.22. ВЫСОТА СТУПЕНЕЙ ФУНДАМЕНТОВ, мм

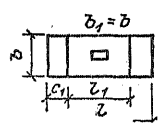
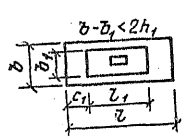
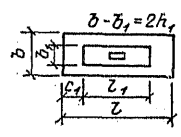
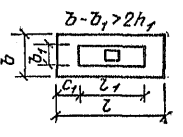
Высота плитной части фундамента h , мм	h_1	h_2	h_3
300	300	—	—
450	450	—	—
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Высота ступеней принимается по табл. 4.22 в зависимости от высоты плитной части фундамента [1]. Вынос нижней ступени вычисляется по формуле $c_1 = kh_1$, где k — коэффициент, принимаемый по табл. 4.23.

Форма фундамента и подколонника в плане принимается: при центральной нагрузке — квадратной, размерами $b \times b$ и $b_{uc} \times b_{uc}$; при внецентренной нагрузке — прямоугольной, размерами $b \times l$ и $b_{uc} \times l_{uc}$; отношение b/l составляет 0,6—0,85.

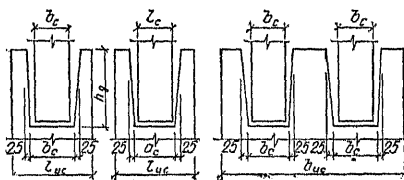
Габариты фундаментов под типовые колонны прямоугольного сечения, например по сериям КЭ-01-49 и КЭ-01-55, для одноэтажных промышленных зданий принимаются по серии 1.412-1/77. Буквы в марках фундаментов обозначают: Ф — фундамент; А, Б, В и АТ, БТ и

ТАБЛИЦА 4.23. КОЭФФИЦИЕНТ k

Давление на грунт, МПа	Значения k при марке бетона												
	М 150			М 200			М 300			М 300			
	М 150	М 200	М 300	М 150	М 200	М 300	М 150	М 200	М 300	М 150	М 200	М 300	
				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
0,15	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
0,2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	$\frac{2,9}{3}$	3	3	3
0,25	3	3	3	3	3	3	3	3	3	$\frac{2,5}{2,6}$	$\frac{2,8}{3}$	3	3
0,3	3	3	3	3	3	3	$\frac{2,7}{2,8}$	3	3	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,5}{2,6}$	3	3
0,35	$\frac{2,8}{3}$	3	3	$\frac{2,7}{2,9}$	3	3	$\frac{2,4}{2,6}$	$\frac{2,7}{2,9}$	3	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,7}{2,9}$	3
0,4	$\frac{2,6}{2,7}$	$\frac{2,9}{3}$	3	$\frac{2,5}{2,7}$	$\frac{2,8}{3}$	3	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,5}{2,7}$	3	2	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,5}{2,6}$	$\frac{2,5}{2,6}$
0,45	$\frac{2,4}{2,5}$	$\frac{2,7}{2,8}$	3	$\frac{2,3}{2,5}$	$\frac{2,6}{2,7}$	3	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,3}{2,5}$	$\frac{2,8}{3}$	1,9	2	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,3}{2,5}$
0,5	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,5}{2,7}$	3	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,4}{2,6}$	3	2	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,6}{2,8}$	1,8	1,9	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,2}{2,3}$
0,55	$\frac{2,2}{2,3}$	$\frac{2,4}{2,5}$	$\frac{2,8}{3,8}$	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,3}{2,4}$	$\frac{2,7}{2,9}$	$\frac{1,9}{2}$	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,5}{2,6}$	1,7	$\frac{1,8}{1,9}$	$\frac{2,1}{2,2}$	$\frac{2,1}{2,2}$

Примечание. Над чертой указано значение без учета крановых и ветровых нагрузок, под чертой — с учетом этих нагрузок.

ТАБЛИЦА 4.24. РАЗМЕРЫ ПОДКОЛОННОЙ ЧАСТИ ФУНДАМЕНТОВ



Размеры колонн, мм		Рядовой фундамент		Фундамент под температурный шов		Размеры стаканов, мм			Объем стакана, м ³		
l_c	b_c	тип под-колонника	размеры, мм		тип под-колонника	размеры, мм		h_g		l_g	b_g
			l_{uc}	b_{uc}		l_{uc}	b_{uc}				
400	400	A	900	900	AT	900	2100	800 900	500	500	0,22 0,25
500 600 600	500 400 500	B	1200	1200	BT	1200	2100	800 900 800	600 700 700	600 500 600	0,31 0,34 0,41
800 800	400 500	B	1200	1200	BT	1500	2100	900 900	900 900	500 600	0,44 0,52

BT — тип подколонников для рядовых фундаментов и под температурные швы (табл. 4.24), а числа характеризуют типоразмер подошвы плитной части фундамента и его типоразмер по высоте. По высоте приняты следующие размеры: тип 1 — 1,5 м; тип 2 — 1,8 м; тип 3 — 2,4 м; тип 4 — 3 м; тип 5 — 3,6 м; тип 6 — 4,2 м.

В табл. 4.25 и 4.26 приводятся в качестве примера эскизы и размеры рядовых фундамен-

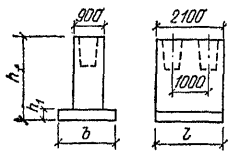
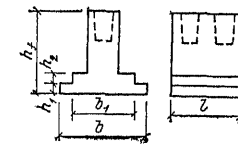
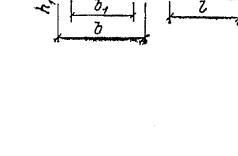
тов и фундаментов под температурные швы. Эти фундаменты могут применяться при расчетном сопротивлении основания 0,15—0,6 МПа.

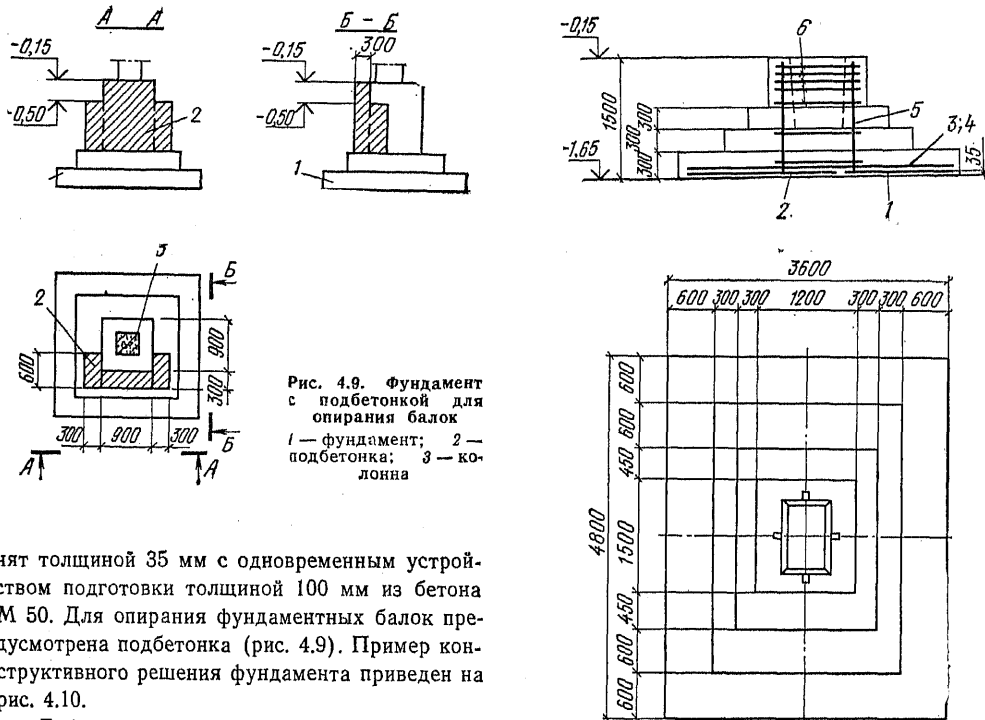
Все размеры фундаментов приняты кратными 300 мм. Применяется бетон марок М 150 и М 200. Армирование осуществляется плоскими сварными сетками из арматуры классов А-I, А-II и А-III. Защитный слой бетона при-

ТАБЛИЦА 4.25. РАЗМЕРЫ РЯДОВЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Эскиз	Марка фунда-мента	Размеры, мм							Объем бетона, м ³
		l	b	l_1	b_1	h_1	h_2	h_f	
	ФА6-1	2400	2100	1500	1500	300	300	1500	2,9
	ФА6-2							1800	3,2
	ФА6-3							2400	3,6
	ФА6-4							3000	4,1
	ФА6-5							3600	4,6
	ФА6-6							4200	5,1
	ФА7-1	2700	2100	1800	1500	300	300	1500	3,2
	ФА7-2							1800	3,3
	ФА7-3							2400	4,0
	ФА7-4							3000	4,5
	ФА7-5							3600	4,9
	ФА7-6							4200	5,4
	ФА8-1	2700	2400	1800	1500	300	300	1500	3,5
	ФА8-2							1800	2,7
	ФА8-3							2400	4,2
	ФА8-4							3000	4,7
	ФА8-5							3600	5,2
	ФА8-6							4200	5,7
	ФА9-1	3000	2400	2100	1500	300	300	1500	3,8
	ФА9-2							1800	4,1
	ФА9-3							2400	4,6
	ФА9-4							3000	5,0
	ФА9-5							3600	5,5
	ФА9-6							4200	6,0

ТАБЛИЦА 4.26. РАЗМЕРЫ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ШВЫ

Эскиз	Марка фундамента	Размеры, мм					Объем бетона, м ³	
		<i>b</i>	<i>l</i>	<i>b</i> ₁	<i>h</i> ₁	<i>h</i> ₂		<i>h</i> _ф
	ФАТ3-1	1800	2100	—	300	—	1500	3,4
	ФАТ3-2						1800	4,0
	ФАТ3-3						2400	5,1
	ФАТ3-4						3000	6,2
	ФАТ3-5						3600	7,4
	ФАТ3-6						4200	8,5
	ФАТ6-1	2400	2100	1500	300	300	1500	4,2
	ФАТ6-2						1800	4,7
	ФАТ6-3						2400	5,9
	ФАТ6-4						3000	7,0
	ФАТ6-5						3600	8,1
	ФАТ6-6						4200	9,3
	ФАТ7-1	2700	2100	1800	300	300	1500	4,5
	ФАТ7-2						1800	5,1
	ФАТ7-3						2400	6,2
	ФАТ7-4						3000	7,4
	ФАТ7-5						3600	8,5
	ФАТ7-6						4200	9,6



нят толщиной 35 мм с одновременным устройством подготовки толщиной 100 мм из бетона М 50. Для опирания фундаментных балок предусмотрена подбетонка (рис. 4.9). Пример конструктивного решения фундамента приведен на рис. 4.10.

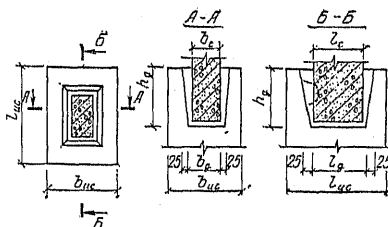
Габариты монолитных фундаментов под типовые колонны двухветвевое сечения, в частности для серии КЭ-01-52 одноэтажных промышленных зданий, принимаются по серии 1.412-2/77. Размеры подколонной части таких фундаментов приведены в табл. 4.27. Габариты плитной части имеют типоразмеры от 1 до 18, а также типоразмер 19, при котором размер подошвы составляет 6×5 м. По высоте фунда-

Рис. 4.10. Фундамент стаканного типа под колонну
1—6 — арматурные сетки

менты могут быть 1—6-го типа. Остальные параметры такие же, как и в серии 1.412-1/77.

Железобетонные фундаменты под типовые колонны прямоугольного сечения, например по сериям ИИ-04, ИИ-20 и 1.420-6 для многоэтаж-

ТАБЛИЦА 4.27. ТИПЫ И РАЗМЕРЫ ПОДКОЛОННИКОВ

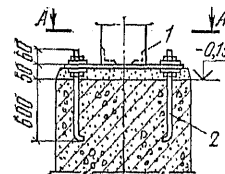


Размеры колонн, мм		Рядовой фундамент		Фундамент под температурный шов		Размеры стаканов, мм			Объем стакана, м ³		
l_c	b_c	тип под- колон- ников	размеры, мм		тип подколон- ников	размеры, мм		h_g		l_g	b_g
			l_{yc}	b_{yc}		l_{yc}	b_{yc}				
300	300	А	900	900	АТ	900	2100	450	400	400	0,08 0,12
400	400							650			
600	400	Б	1200	1200	БТ	1200	2100	650	700	500	0,25 0,40

ных производственных зданий, принимаются по серии 1.412-3/79. Отличие в маркировке фундаментов по сравнению с другими сериями заключается в том, что после цифры, обозначающей типоразмер подошвы, приводится высота плитной части. Размеры подколонной части фундамента приведены в табл. 4.27. Габариты плитной части включают типоразмеры от 1 до 18 и типоразмер 19 (с размером подошвы 5,4 × 6 м). По высоте фундаменты могут быть 1—6-го типа. Остальные параметры такие же, как и в серии 1.412-1/77. Монолитные железобетонные фундаменты под железобетонные типовые фахверковые колонны прямоугольного сечения, в частности по шифрам 460-75, 13-74 и 1142-77, принимаются по серии 1.412.1-4. Размеры фундаментов приведены в табл. 4.28. Сопряжение колонны с фундаментом шарнирное. Фундаменты разработаны для давления 0,15—0,6 МПа. Применяется бетон марки М 150. Армирование осуществляется сварными сетками из арматуры классов А-I, А-II и А-III. Пример узла опирания колонны на фундамент дан на рис. 4.11.

Под колонны зданий применяются сборные фундаменты из одного или нескольких элементов. На рис. 4.12 приведены решения сборных фундаментов под колонны каркаса для многоэтажных общественных и производственных зданий из элементов серии 1.020-1. Элементы фундамента типа Ф применяются на естественном основании, типа ФС — для составных фунда-

ментов (табл. 4.29). Толщина защитного слоя бетона нижней рабочей арматуры принимается 35 мм, а остальной арматуры — 30 мм. Глуби-



А-А

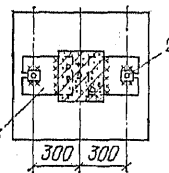


Рис. 4.11. Узел опирания колонны на фундамент

1 — закладное изделие колонны; 2 — анкер; 3 — соединительный элемент

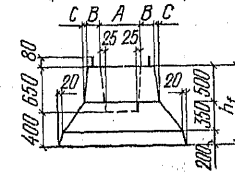
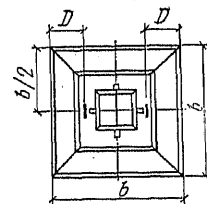


Рис. 4.12. Сборный фундамент под колонну

ТАБЛИЦА 4.28. РАЗМЕРЫ ФУНДАМЕНТОВ ФАХВЕРКОВЫХ КОЛОНН

Эскиз	Марка фундамента	Размеры, мм					Объем бетона, м ³	
		$\frac{l}{l_1}$	$\frac{b}{b_1}$	$\frac{c}{c_1}$	$\frac{d}{d_1}$	$\frac{h_1}{h_2}$		
	СФ1-1 ФФ1-2 ФФ1-3 ФФ1-4 ФФ1-5 ФФ1-6	1500	1500	300	300	300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	1,65 1,89 2,38 2,86 3,35 3,83
	ФФ2-1 ФФ2-2 ФФ2-3 ФФ2-4 ФФ2-5 ФФ2-6	1800	1800	450	450	300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	1,94 2,19 2,67 3,16 3,65 4,13
	ФФ3-1 ФФ3-2 ФФ3-3 ФФ3-4 ФФ3-5 ФФ3-6	2400	1800	450	450	300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	2,43 2,67 3,16 3,65 4,13 4,62
	ФФ4-1 ФФ4-2 ФФ4-3 ФФ4-4 ФФ4-5 ФФ4-6	2400	2100	450	300	300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	2,92 3,16 3,65 4,13 4,62 5,10
	ФФ5-1 ФФ5-2 ФФ5-3 ФФ5-4 ФФ5-5 ФФ5-6	2700	2100	450	300	300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	3,24 3,48 3,97 4,46 4,94 5,43
	ФФ6-1 ФФ6-2 ФФ6-3 ФФ6-4 ФФ6-5 ФФ6-6	3000	2400	600	450	300	1500 1800 2400 3000 3600 4200	3,70 3,94 4,43 4,92 5,40 5,89

ТАБЛИЦА 4.29. РАЗМЕРЫ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Типоразмер фундамента	Размеры фундаментов, мм						Масса фундамента т
	b	h _f	A	B	C	D	
1Ф13 1Ф17 1Ф21	4300 1700 2100	1050	450	275	150	200	3,19
	50				400	4,17	
	50				650	5,49	
2Ф13 2Ф17 2Ф21	1300 1700 2100		500	225	150	200	3,05 4,04 5,35
1ФС13 2ФС13	1300		450	275	150	200	3,19 3,05

на заделки колонны в фундамент должна быть не менее величин, приведенных в табл. 4.30.

Глубина заделки двухветвевых колонн

$$h' > 0,5 + 0,33h,$$

где h — расстояние между наружными гранями ветвей колонн.

При $h \geq 2,1$ м h' принимается равной 1,2 м.

ТАБЛИЦА 4.30. ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ КОЛОНН

Отношение толщины стенки стакана к высоте верхнего подколлонника	Глубина заделки h' колонны прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы	
	$e_0 < 2h_c$	$e_0 > 2h_c$
$> 0,5$	h_c	h_c
$\leq 0,5$	h_c	$h_c + \frac{1}{3} (h_c - 2d_g) \times \left(\frac{e_0}{h_c} - 2 \right)$

Глубина заделки всех типов колонн должна, кроме того, быть не менее глубины заделки ее рабочей арматуры, принимаемой по табл. 4.31. Для возможности рихтовки сборных колонн глубина стакана принимается на 50 мм

ТАБЛИЦА 4.31. ГЛУБИНА ЗАДЕЛКИ АРМАТУРЫ КОЛОНН

Арматура	Колонна	Глубина заделки рабочей арматуры колонн при проектной марке бетона	
		М 200	М 300 и выше
Горячекатаная периодического профиля класса А-II	Прямоугольного сечения Двухветвевая	25d (15d)	20d (10d)
		30d (15d)	25d (10d)
То же, А-III	Прямоугольного сечения Двухветвевая	30d (18d)	25d (15d)
		35d (18d)	30d (15d)

Примечания: 1. Допускается уменьшать глубину заделки колонн до 15 диаметров продольной рабочей арматуры при условии приварки к концам продольных рабочих стержней (дополнительных анкерующих стержней или шайб).

2. Значения, приведенные в скобках, относятся к глубине заделки сжатой рабочей арматуры.

3. Для парных стержней колонны глубина заделки определяется в соответствии с приведенным (по площади сечения) диаметром.

больше глубины заделки колонны. Толщина дна стакана назначается по расчету, но не менее 200 мм. Толщина стенок неармированного стакана d_g поверху принимается не менее 0,75 высоты подколоники, а при его отсутствии — высоте верхней ступени или 0,75 глубины стакана, но не менее 200 мм. Толщина армированного стакана назначается расчетом, но не менее величин, указанных в табл. 4.32. Размеры стакана понизу принимаются больше размера колонны в плане на 100 мм, поверху — на 150 мм.

фундаменты выпуски арматуры из фундамента соединяются с арматурой колонн. Заделка выпусков арматуры в фундамент и длина выпусков из фундамента принимаются не менее величин, приведенных в табл. 4.33.

Стыки выпусков арматуры колонн и фундаментов устраиваются выше пола. Стыки рабочей арматуры при диаметре стержней до 32 мм, расположенной в растянутой зоне, должны иметь длину нахлестки не менее величин, указанных в табл. 4.33. При этом стыки располагаются вразбежку. Выпуски арматуры сое-

ТАБЛИЦА 4.32. ТОЛЩИНА СТенок АРМИРОВАННОГО СТАКАНА

Направление усилия	Колонна	Толщина стенок стакана
В плоскости изгибающего момента	Прямоугольного сечения при эксцентриситете продольной силы $e < 2h_c$ То же, но при $e > 2h_c$ Двухветвевая	$0,2h_c$, но не менее 150 мм
		$0,3h_c$, но не менее 150 мм
		$0,2h'$, но не менее 150 мм
Из плоскости изгибающего момента	Прямоугольного сечения и двухветвевая	≥ 150 мм

Рекомендуемые марки бетона для железобетонных монолитных фундаментов М 150 и М 200, для сборных — М 200 и М 300. Замоноличивание колонны производится бетоном марки не ниже М 150. Армирование подошвы осуществляется сетками из арматуры периодического профиля классов А-II и А-III. Расстояние между осями рабочих стержней составляет 200 мм, диаметр при их длине до 3 м — не менее 10 мм, при большей длине — 12 мм. Во всех пересечениях стержни должны быть сварены. Диаметр продольных рабочих стержней подколоники принимается не менее 12 мм. Подколоники армируются продольными и поперечными стержнями; площадь сечения стержней определяется расчетом.

В местах опирания монолитных колонн на

ТАБЛИЦА 4.33. ДЛИНА ЗАДЕЛКИ ВЫПУСКОВ АРМАТУРЫ

Арматура	Длина выпусков при бетоне проектной марки	
	М 150	М 200 и выше
Горячекатаная периодического профиля класса А-II и круглая (гладкая) класса А-I	35d	30d
То же, класса А-III	45d	40d

дняются хомутами с расстоянием между ними не более 10 диаметров.

Под монолитными фундаментами при любых грунтах предусматривается сплошная бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона марки не ниже М 50, под сборными допускает-

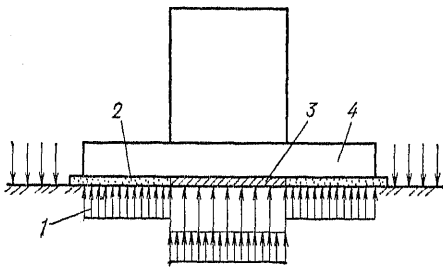


Рис. 4.13. Фундамент на промежуточной подготовке
1 — эпюра контактных давлений; 2 — рыхлый песок;
3 — бетон; 4 — фундамент

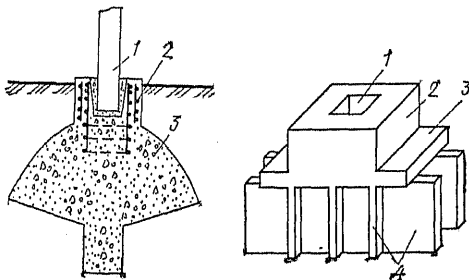


Рис. 4.14. Буробетонный фундамент
1 — колонна; 2 — арматурный каркас;
3 — фундамент

Рис. 4.15. Щелевой фундамент
1 — стакан; 2 — подколонник;
3 — плитная часть; 4 — бетонные пластины

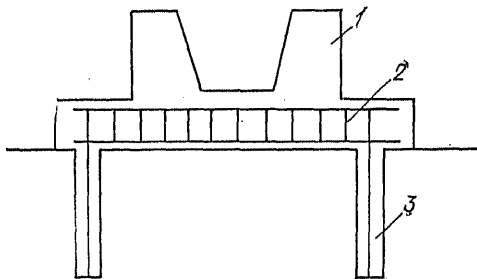


Рис. 4.16. Фундамент с анкерами
1 — фундамент; 2 — арматурный каркас; 3 — анкер

ся принимать песчаную подготовку. Целесообразно возводить фундаменты на промежуточной подготовке, переменной жесткости в плане (рис. 4.13). В этом случае эпюра контактных давлений трансформируется таким образом, что наибольшие давления на грунт концентрируются под бетонной частью подготовки.

В связных грунтах целесообразно применение буробетонных (рис. 4.14) или щелевых пространственных фундаментов (рис. 4.15). Буробетонный фундамент устраивается в разбуриваемых полостях, заполняемых литым бе-

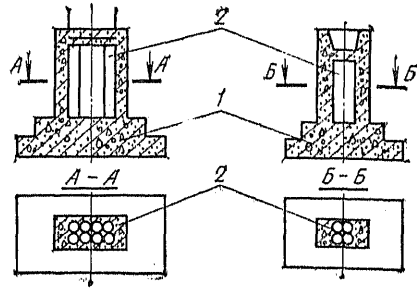


Рис. 4.17. Фундаменты с пустотообразователями
1 — фундамент; 2 — пустотообразователь

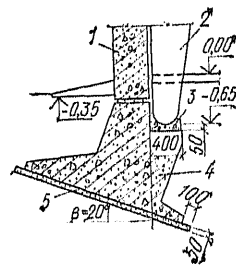


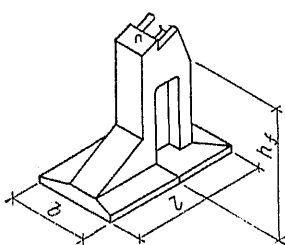
Рис. 4.18. Фундамент с наклонной подошвой
1 — цокольная панель; 2 — полуарка;
3 — подбетонка; 4 — фундамент; 5 — подготовка

тоном. Армируется только стаканная часть. Щелевой пространственный фундамент устраивается путем прорезки узких взаимно перпендикулярных щелей шириной 10—20 см, в которые, при необходимости, устанавливается арматура с последующим заполнением бетоном. Торцы отдельных бетонных пластин могут быть вертикальными или наклонными. Подколонник опирается на верхние плоскости бетонных пластин и на грунт, находящийся между ними. Расстояние между пластинами составляет 2—4 их толщины. Нагрузка на основание передается торцом, а также боковой поверхностью. Сопряжение колонн с фундаментами в этом случае такое же, как и в обычных фундаментах.

При передаче на фундамент больших моментов и небольшой вертикальной нагрузки целесообразно применять фундаменты с жесткими анкерами, воспринимающими выдергивающие усилия, что позволит уменьшить крен и отрыв подошвы (рис. 4.16). В нескальных грунтах анкеры представляют собой армированные каркасами буронабивные сваи диаметром 15—20 см, длиной 3—4 м, жестко соединяемые с плитной частью. В скальных грунтах анкеры представляют собой напрягаемые стержни с анкерующими болтами.

Массивные монолитные фундаменты устраиваются с пустотообразователями диаметром от 100 до 300 мм (рис. 4.17). Размеры сборных фундаментов из бетона М 200 с наклонной подошвой под распорные конструкции приведены в табл. 4.34, а пример решения — на рис. 4.18.

ТАБЛИЦА 4.34. РАЗМЕРЫ СБОРНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД РАСПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Эскиз	Типоразмер фундамента	Марка фундамента	Размеры, мм			Объем бетона, м ³	Масса стали, кг	Масса блока, т
			<i>l</i>	<i>h_f</i>	<i>b</i>			
	1	Ф15. 15. 12	1500	1200	1500	0,81	39,61	2,03
	2	Ф21. 09. 12	2100	1200	900	0,77	37,03	1,93
	3	Ф21. 12. 12	2100	1200	1200	0,89	41,56	2,23
	4	Ф15. 15. 18	1500	1800	1500	1,07	42,50	2,68
	5	Ф21. 09. 18	2100	1800	900	1,00	39,92	2,50
	6	Ф21. 12. 18	2100	1800	1200	1,12	44,45	2,80
	7	Ф21. 09. 21	2100	2100	900	1,08	41,37	2,70
	8	Ф21. 12. 21	2100	2100	1200	1,19	49,90	2,98
	9	Ф21. 09. 24	2100	2400	900	1,08	42,84	2,95
	10	Ф21. 12. 24	2100	2400	1200	1,20	47,37	3,00

4.3.4. Ленточные и плитные фундаменты под колонны

Ленточные фундаменты под колонны устраиваются в виде одинарных или перекрестных лент. Плитные фундаменты устраиваются под всем сооружением. Основными конструктивными типами являются безбалочная плита с опиранием колонны на сборные стаканы (рис. 4.19, а), безбалочная плита с монолитным стаканом (рис. 4.19, б), ребристая плита, соединяемая с колоннами с помощью монолитных стаканов (рис. 4.19, в) или выпусков арматуры (рис. 4.19, г), плита коробчатого сечения (рис. 4.19, з).

Армирование фундаментных плит осуществляется:

плоскими сварными сетками с рабочей арматурой одного направления и пространственными поддерживающими каркасами;

отдельными стержнями, располагаемыми в двух направлениях;

унифицированными плоскими сварными сетками с добавлением отдельных стержней в местах наибольших моментов;

отдельными стержнями в продольном направлении и сварными каркасами в поперечном направлении.

В качестве арматуры используется сталь класса А-III. Марка бетона плиты не менее М 150.

Ленточные и плитные фундаменты могут выполняться в сборном варианте в виде отдельных блоков или плит, соединяемых между собой с последующим омоноличиванием стыков. Целесообразно осуществлять предварительное натяжение арматуры в процессе монтажа фундаментов.

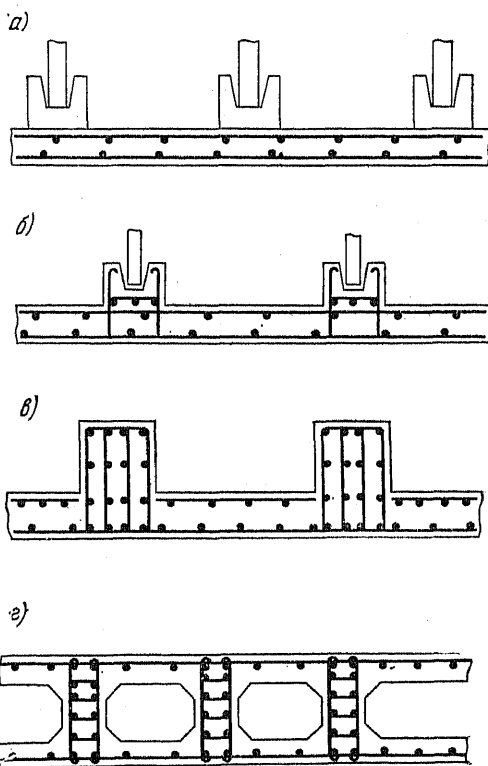


Рис. 4.19. Плитные фундаменты

а — со сборными стаканами; б — с монолитными стаканами; в — ребристая плита; г — плита коробчатого сечения

Указанные фундаменты применяются для снижения неравномерности деформаций при слабых, просадочных и набухающих грунтах, а также при наличии карстовых явлений и в сейсмических районах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1978. — 112 с.

2. Строительные нормы и правила. Бетонные и

железобетонные конструкции. СНиП II-21-75. — М.: Стройиздат, 1976.

3. Строительные нормы и правила. Каменные и армокаменные конструкции. СНиП II-22-81. — М.: Стройиздат, 1983.

Глава 5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

5.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Проектирование оснований является неотъемлемой составной частью проектирования сооружений в целом. Статическая схема сооружения, его конструктивное и объемно-планировочное решение, плановая и высотная привязка должны приниматься с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и технически возможных решений фундаментов.

Проектирование оснований включает обоснованный расчетом выбор типа оснований (естественное или искусственное), а также конструкции, материала и размеров фундаментов (мелкого или глубокого заложения; ленточные, плитные, столбчатые; железобетонные, бетонные, бутобетонные и др.) с применением в случае необходимости строительных или конструктивных мероприятий для уменьшения влияния деформаций оснований на эксплуатационную пригодность сооружений [4].

Основания рассчитывают по двум группам предельных состояний:

по первой группе — по несущей способности;

по второй группе — по деформациям (по осадкам, прогибам, подъемам и пр.).

В расчетах оснований следует учитывать совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние на физико-механические свойства грунтов атмосферных или подземных вод, тепловых источников различного вида, климатических воздействий и т. п.). Необходимо иметь в виду, что к изменению влажности особенно чувствительны просадочные, набухающие и засоленные грунты, к изменению температурного режима — набухающие и пучинистые грунты.

Расчет оснований по деформациям должен выполняться всегда, расчет по несущей способности выполняется в следующих случаях:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;

б) фундамент или сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами (заторфованными, торфами и сапропелями), а также илами при степени их влажности $S_v \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v < 10^7$ см²/год;

г) основание сложено скальными грунтами.

Расчет оснований по несущей способности в случаях «а» и «б» можно не производить, если приняты конструктивные мероприятия, исключающие возможность смещения рассматриваемого фундамента.

Если проектом предусматривается возведение сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, необходимо проверить несущую способность основания с учетом нагрузок, действующих в процессе строительства.

Расчет по первому предельному состоянию производится для обеспечения несущей способности (прочности и устойчивости) и ограничения развития чрезмерных пластических деформаций грунта основания с учетом возможных неблагоприятных воздействий и условий их работы в период строительства и эксплуатации сооружений; по второму предельному состоянию — для ограничения абсолютных или относительных перемещений (в том числе колебаний) конструкций и оснований такими пределами, при которых обеспечивается нормальная эксплуатация сооружения.

Сооружение и его основание должны рассматриваться как единое целое. О предельном состоянии основания можно говорить лишь в том случае, если все сооружение или отдельные его элементы находятся в предельном состоянии.

При проектировании необходимо учитывать, что потеря несущей способности основания, как правило, приводит к разрушению сооружения в предельное состояние первой группы. При этом предельные состояния основания и конструкций сооружения совпадают. Деформации же основания могут привести к разрушению сооружения в предельное состояние как второй, так и первой группы, поэтому деформации основания лимитируются как прочностью, устойчивостью и трещиностойкостью конструкций, так и архитектурными и технологическими требованиями, предъявляемыми к сооружению или размещенному в нем оборудованию.

Расчетная схема системы «сооружение — основание» или «фундамент — основание», представляющая собой совокупность упрощающих предположений относительно геометрической схемы конструкции, свойств материалов и грунтов, характера взаимодействия конструкции с основанием (включая схематизацию возможных предельных состояний), должна выбираться с учетом наиболее существенных факторов,

определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, характера напластований и свойств грунтов основания, особенностей возведения сооружения и т. д.). В необходимых случаях должны учитываться пространственная работа конструкций, геометрическая и физическая нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, а также возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

Для расчета деформаций основания чаще всего используются расчетные схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства или линейно-деформируемого слоя.

При использовании схемы полупространства для расчета осадок глубина сжимаемой толщи основания H_c ограничивается значениями, зависящими от соотношения дополнительных вертикальных нормальных напряжений от внешней нагрузки σ_{zp} и от собственного веса грунта σ_{zg} .

Расчетная схема основания в виде линейно-деформируемого слоя применяется в следующих случаях [4]:

в пределах сжимаемой толщи основания H_c , определенной как для линейно-деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}\right), \quad (5.1)$$

где E_2 — модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 ;

ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа.

Толщина линейно-деформируемого слоя H в первом случае принимается до кровли мало-сжимаемого грунта, во втором случае вычисляется по формуле (5.62).

Схему в виде линейно-деформируемого слоя допускается также применять для фундаментов шириной $b \geq 10$ м при наличии в пределах сжимаемой толщи слоев грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа, если их суммарная толщина не превышает $0,2 H$.

При расчете деформаций основания с использованием расчетных схем основания в виде линейно-деформируемой среды давление под подошвой фундамента ограничивается в соответствии с указаниями п. 5.5.2.

Для расчета конструкций на сжимаемом основании могут применяться схемы, характеризуемые коэффициентом постели или коэффициентом жесткости. Под коэффициентом жесткости понимается отношение нагрузки,

действующей на основание, к его расчетной осадке. Такая характеристика сжимаемости основания целесообразна при необходимости учета неоднородности грунтов основания (в том числе вызванной неравномерным замачиванием просадочных грунтов), при расчете конструкций на подрабатываемых территориях и т. д.

В расчетах конструкций пространственно жестких сооружений во взаимодействии со сжимаемым основанием, особенно при значительных ожидаемых неравномерных деформациях основания, рекомендуется учитывать нелинейность деформирования грунтов. При этом допускается использовать упрощенные методы, в которых, в частности, фундаменты сооружения рассматриваются как отдельные нелинейно-деформирующиеся опоры. Зависимость осадки основания таких опор от давления p рекомендуется принимать в виде [2]

$$s_p = s_R \frac{(p_u - p_1) p}{(p_u - p) p_1}, \quad (5.2)$$

где s_R — расчетная осадка основания при давлении p_1 , равном расчетному сопротивлению грунта основания; p_u — давление на основание, соответствующее исчерпанию его несущей способности.

Расчет сооружений во взаимодействии с нелинейно-деформирующимся основанием выполняется с применением ЭВМ.

Развитие деформаций грунтов основания во времени (консолидационное уплотнение, ползучесть), а также анизотропию прочностных и деформационных характеристик грунтов следует учитывать, как правило, при расчете оснований, сложенных водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами, а также илами. Для одного и того же сооружения расчетная схема может меняться в зависимости от вида предельного состояния, цели расчета, вида учитываемых воздействий, разработанности методов расчета и т. д.

Пример 5.1. Каркасно-панельное здание повышенной этажности, проектируемое на площадке, где в верхней зоне основания залегают пылеватые пески и суглинки с модулем деформации $E = 15 \div 20$ МПа, подстилаемые известняками с модулем деформации $E = 120$ МПа, имеет фундамент в виде корыччатой железобетонной плиты (рис. 5.1, а).

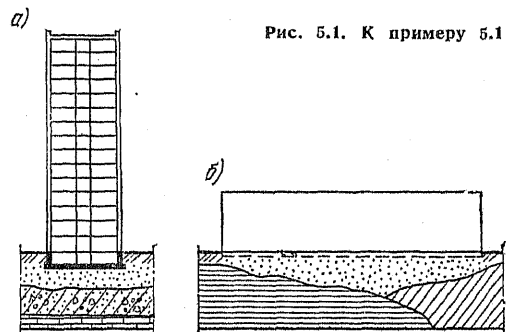


Рис. 5.1. К примеру 5.1

При расчете несущих конструкций здания на ветровые нагрузки в качестве расчетной схемы в данном случае принимается многостатная рама с жесткой заделкой стоек в уровне верха фундаментной плиты. Для определения усилий в конструкции фундаментной плиты расчетная схема принимается в виде плиты конечной жесткости на линейно-деформируемом слое. При вычислении крена здания жесткость плиты можно принять бесконечно большой. При определении средней осадки основания, а также при расчете его несущей способности допускается пренебречь жесткостью плиты и считать давление на основание распределенным по линейному закону.

Для расчета конструкций протяженного крупнопанельного жилого дома, имеющего в основании напластование грунтов с ярко выраженной неравномерной сжимаемостью (рис. 5.1, б), целесообразно принять расчетную схему в виде равномерно загруженной балки конечной жесткости на основании с переменным коэффициентом жесткости.

5.2. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИЯХ

Напряжения в грунтах определяются с помощью теории линейно-деформируемой среды. При этом предполагается, что сжатие основания от собственного веса и внешней нагрузки закончилось, нагружение основания производится без разгрузки и внешнее давление на основание не превышает расчетного сопротивления.

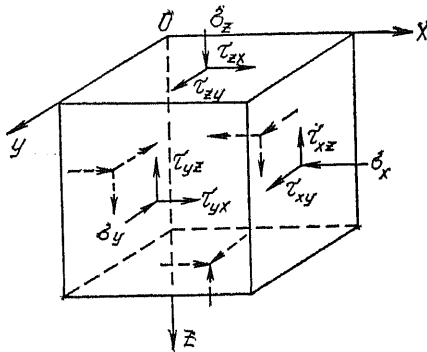


Рис. 5.2. Составляющие напряжений в «элементарном» объеме грунта

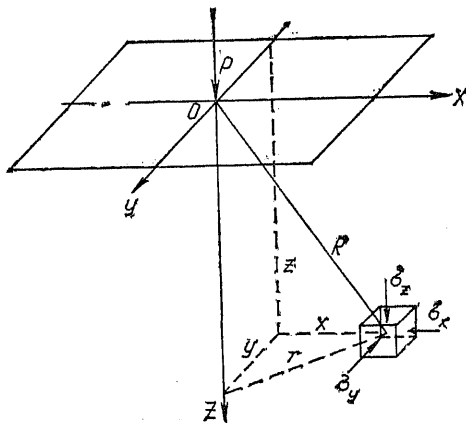


Рис. 5.3. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности сосредоточенной силы

Если из массива грунта, находящегося под действием какой-либо нагрузки, в том числе собственного веса грунта, выделить элементарный кубик со сторонами, параллельными выбранным осям прямоугольной системы координат, то в общем случае по граням его будут действовать составляющие напряжений σ_z , σ_x , σ_y — вертикальные и горизонтальные нормальные напряжения, параллельные соответственно осям z , x и y , и три пары касательных напряжений τ_{zx} и τ_{xz} , τ_{xy} и τ_{yx} , τ_{yz} и τ_{zy} (рис. 5.2).

5.2.1. Однородное основание

Для определения составляющих напряжений в однородном основании для наиболее часто встречающихся в практике проектирования случаев действия на поверхности основания вертикальной внешней нагрузки служат формулы и таблицы.

При сосредоточенной силе (рис. 5.3) составляющие напряжений имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3}{2} \frac{Pz^3}{\pi R^5} = \frac{P}{z^2} K; \\ \sigma_x &= \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \right. \\ &+ \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \right. \\ &\left. \left. - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}; \\ \sigma_y &= \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \right. \\ &+ \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \right. \\ &\left. \left. - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}; \\ \tau_{zy} &= -\frac{3P}{2\pi} \frac{yz^2}{R^5}; \\ \tau_{zx} &= -\frac{3P}{2\pi} \frac{xz^2}{R^5}; \\ \tau_{xy} &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \right. \\ &\left. - \frac{1-2\nu}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right]. \end{aligned} \right\} (5.3)$$

В формуле для определения σ_z коэффициент K (табл. 5.1) вычисляется по зависимости

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}, \quad (5.4)$$

$$\text{где } r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

ТАБЛИЦА 5.1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РАССЕЙВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ К

r/z	K	r/z	K
0,0	0,4775	1,8	0,0129
0,1	0,4657	1,9	0,0105
0,2	0,4329	2,0	0,0085
0,3	0,3849	2,1	0,0070
0,4	0,3295	2,2	0,0058
0,5	0,2733	2,3	0,0048
0,6	0,2214	2,4	0,0040
0,7	0,1762	2,5	0,0034
0,8	0,1386	2,6	0,0028
0,9	0,1083	2,7	0,0024
1,0	0,0844	2,8	0,0021
1,1	0,0658	2,9	0,0018
1,2	0,0513	3,0	0,0015
1,3	0,0403	3,5	0,0007
1,4	0,0317	4,0	0,0004
1,5	0,0251	4,5	0,0002
1,6	0,0200	5,0	0,0001
1,7	0,0160		

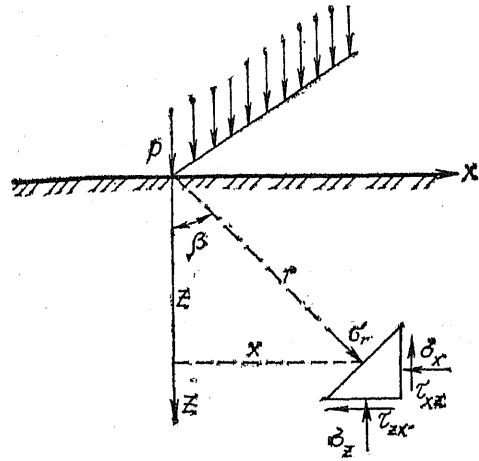


Рис. 5.4. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности равномерной линейной нагрузки

При линейной нагрузке (рис. 5.4) составляющие напряжений определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_r \cos^2 \beta = \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{r^3}; \\ \sigma_x &= \sigma_r \sin^2 \beta = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{r^3}; \\ \sigma_r &= \frac{2p}{\pi r} \cos \beta; \\ \tau_{zx} &= \sigma_r \sin \beta \cos \beta = \frac{2p}{\pi} \frac{xz^2}{r^3}, \end{aligned} \right\} (5.5)$$

где $r = \sqrt{x^2 + z^2}$.

При нагрузке, равномерно распределенной по полосе (рис. 5.5),

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[\arctg \frac{b_1 - x}{z} + \arctg \frac{b_1 + x}{z} - \frac{2b_1 z (x^2 - z^2 - b_1^2)}{(x^2 + z^2 - b_1^2)^2 + 4b_1^2 z^2} \right]; \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left[\arctg \frac{b_1 - x}{z} + \arctg \frac{b_1 + x}{z} + \frac{2b_1 z (x^2 - z^2 - b_1^2)^2}{(x^2 + z^2 - b_1^2)^2 + 4b_1^2 z^2} \right]; \\ \tau_{zx} &= \frac{p}{\pi} \frac{4b_1 xz^2}{(x^2 + z^2 - b_1^2)^2 + 4b_1^2 z^2}. \end{aligned} \right\} (5.6)$$

Значения σ_z/p приведены в табл. 5.2.

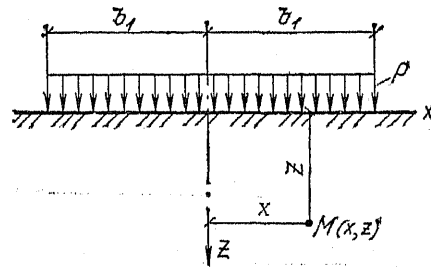


Рис. 5.5. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности равномерной полосовой нагрузки

Под центром полосы ($x=0$)

$$\sigma_z^0 = \frac{2p}{\pi} \left(\arctg \frac{1}{\xi} + \frac{\xi}{1 + \xi^2} \right), \quad (5.7)$$

где $\xi = z/b_1$.

При нагрузке, распределенной по полосе по закону треугольника (рис. 5.6), составляющие напряжений будут следующими:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{b} \left(\arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) - \frac{z(x-b)}{(x-b)^2 + z^2} \right]; \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left(\frac{z}{b} \ln \frac{(x-b)^2 + z^2}{x^2 + z^2} + \frac{x}{b} \left(\arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) + \frac{z(x-b)}{(x-b)^2 + z^2} \right); \\ \tau_{zx} &= \frac{p}{\pi} \left[\frac{z^2}{(x-b)^2 + z^2} - \frac{z}{b} \left(\arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x-b}{z} \right) \right]. \end{aligned} \right\} (5.8)$$

ТАБЛИЦА 5.2. ЗНАЧЕНИЯ σ_z/p ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПО ПОЛОСЕ

z/b_1	σ_z/p при x/b_1											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2	3	4	5
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,997	0,997	0,996	0,995	0,988	0,988	0,499	0,011	0,002	0,000	0,000	0,000
0,3	0,990	0,989	0,987	0,984	0,967	0,908	0,499	0,031	0,005	0,001	0,000	0,000
0,5	0,959	0,958	0,953	0,943	0,902	0,808	0,497	0,089	0,019	0,003	0,001	0,000
0,7	0,910	0,908	0,899	0,885	0,831	0,732	0,492	0,148	0,042	0,007	0,002	0,001
1,0	0,818	0,815	0,805	0,789	0,735	0,650	0,480	0,214	0,084	0,017	0,005	0,002
1,5	0,688	0,686	0,658	0,646	0,607	0,552	0,448	0,271	0,146	0,042	0,015	0,006
2	0,550	0,548	0,543	0,535	0,510	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3	0,396	0,395	0,393	0,390	0,379	0,364	0,334	0,274	0,211	0,114	0,059	0,032
4	0,306	0,305	0,304	0,303	0,298	0,290	0,275	0,242	0,205	0,134	0,083	0,051
5	0,248	0,248	0,247	0,246	0,244	0,239	0,231	0,212	0,188	0,139	0,097	0,065

ТАБЛИЦА 5.3. ЗНАЧЕНИЯ σ_z/p ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ТРЕУГОЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, РАСПРЕДЕЛЕННОЙ ПО ПОЛОСЕ

z/b	σ_z/p при x/b										
	-1,5	-1,0	-0,5	0,00	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000
0,25	0,000	0,001	0,004	0,075	0,257	0,480	0,645	0,422	0,015	0,002	0,000
0,50	0,002	0,005	0,022	0,127	0,262	0,409	0,473	0,352	0,062	0,012	0,003
0,75	0,005	0,014	0,045	0,153	0,247	0,334	0,360	0,295	0,101	0,028	0,010
1,0	0,011	0,025	0,064	0,159	0,223	0,275	0,287	0,250	0,121	0,046	0,018
1,5	0,023	0,045	0,085	0,147	0,177	0,198	0,202	0,187	0,126	0,069	0,036
2,0	0,035	0,057	0,089	0,127	0,143	0,153	0,155	0,148	0,115	0,078	0,048
3,0	0,046	0,062	0,080	0,095	0,101	0,104	0,105	0,102	0,091	0,074	0,057
4,0	0,048	0,058	0,067	0,075	0,077	0,079	0,079	0,078	0,073	0,064	0,054
5,0	0,045	0,051	0,057	0,061	0,063	0,063	0,063	0,063	0,060	0,055	0,049
6,0	0,041	0,046	0,049	0,052	0,052	0,053	0,053	0,053	0,051	0,048	0,044

Значения δ_z/p приведены в табл. 5.3.

При нагрузке, равномерно распределенной по прямоугольной площадке (рис. 5.7), вертикальные нормальные напряжения по вертикали, проходящей через центр этой площадки,

$$\sigma_z^0 = \frac{2p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{\eta}{\zeta \sqrt{1 + \zeta^2 + \eta^2}} + \frac{\zeta \eta (1 + \eta^2 + 2\zeta^2)}{(\zeta^2 + \eta^2) (1 + \zeta^2) \sqrt{1 + \zeta^2 + \eta^2}} \right], \quad (5.9)$$

а через угловую точку площадки

$$\sigma_z^c = \frac{p}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{\eta}{\zeta_1 \sqrt{1 + \zeta_1^2 + \eta^2}} + \frac{\zeta_1 \eta (1 + \eta^2 + 2\zeta_1^2)}{(\zeta_1^2 + \eta^2) (1 + \zeta_1^2) \sqrt{1 + \zeta_1^2 + \eta^2}} \right], \quad (5.10)$$

где $\eta = l_1/b_1 = l/b$, $\zeta = z/b_1 = 2z/b$ и $\zeta_1 = z/(2b_1) = z/b$.

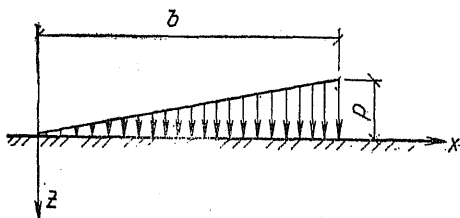


Рис. 5.6. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности полосовой нагрузки, распределенной по закону треугольника

Из сопоставления формул (5.9) и (5.10) следует, что

$$\sigma_z^c = \frac{1}{4} \sigma_z^0, \quad (5.11)$$

т. е. вертикальное нормальное напряжение на глубине z под углом равномерно загруженной прямоугольной площадки в 4 раза меньше соответствующего напряжения на глубине $z/2$ под центром этой площадки.

Для удобства пользования формулы (5.9) и (5.10) могут быть представлены в виде [4]:

$$\sigma_z^0 = p\alpha; \quad (5.12)$$

$$\sigma_z^c = p\alpha/4, \quad (5.13)$$

где α — коэффициент (табл. 5.4), зависящий от η и ζ для σ_z^0 и от η и ζ_1 для σ_z^c .

При нагрузке, распределенной по прямоугольной площадке по закону треугольника (рис. 5.8), вертикальные нормальные напряжения по вертикали, проходящей через угловые точки с координатами $x = -l_1$ и $y = -b_1$,

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} + \frac{4l_1 b_1 z (4l_1^2 + 4b_1^2 + 2z^2)}{(4b_1^2 + z^2) (4l_1^2 + z^2) \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 z^3}{l_1 (4l_1^2 + z^2) \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} \right]$$

$$-\frac{b_1 z}{l_1 \sqrt{4b_1^2 + z^2}} - \arctg \frac{z \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}}{4l_1 b_1} \quad (5.14)$$

а с координатами $x=l_1$ и $y=b_1$

$$\sigma_z = \frac{pb_1 z}{2\pi l_1} \left[\frac{1}{\sqrt{4b_1^2 + z^2}} - \frac{z^2}{(4l_1^2 + z^2) \sqrt{4l_1^2 + 4b_1^2 + z^2}} \right] \quad (5.15)$$

Значения σ_z/p , вычисленные по формуле (5.15), приведены в табл. 5.5.

При нагрузке, равномерно распределенной по кругу, нормальные напряжения $\delta_z^{(1)}$ по вертикали, проходящей через центр круга, определяются по формуле (5.12), в которой

$$\alpha = 1 - \cos^3 \beta = 1 - \{1/[1 + (r/z)^2]\}^{3/2}, \quad (5.16)$$

где β — угол между вертикалью и прямой, соединяющей рассматриваемую точку с любой точкой на окружности радиуса r ; значения α приведены в табл. 5.4.

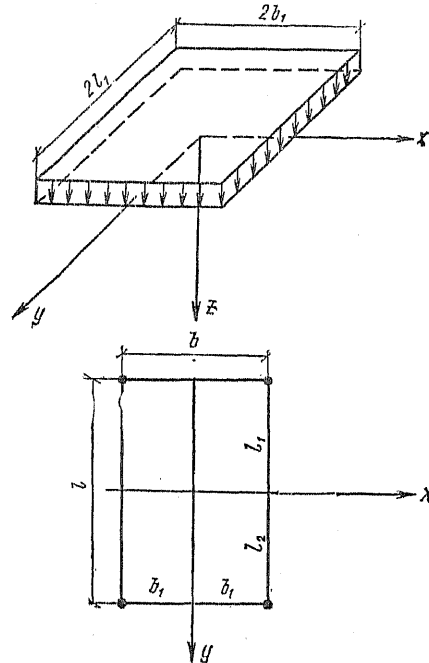


Рис. 5.7. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площадке

ТАБЛИЦА 5.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА α

$\zeta = 2z/b$	α для фундаментов							ленточных ($\eta > 10$)
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,755	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,386	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания: 1. Условные обозначения: b — ширина или диаметр фундамента; l — длина фундамента.
 2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
 3. Для промежуточных значений ζ и η коэффициент α определяется интерполяцией.

ТАБЛИЦА 5.5. ЗНАЧЕНИЯ σ_z/p ПО ВЕРТИКАЛЯМ, ПРОХОДЯЩИМ ЧЕРЕЗ УГЛОВУЮ ТОЧКУ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ ПРИ ТРЕУГОЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ

$z/(2l_1)$	σ_z/p при b_1/l_1												
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	10
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,022	0,028	0,030	0,030	0,030	0,030	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031
0,4	0,027	0,042	0,049	0,052	0,053	0,054	0,054	0,054	0,055	0,055	0,055	0,055	0,055
0,6	0,026	0,045	0,056	0,062	0,065	0,067	0,068	0,069	0,069	0,070	0,070	0,070	0,070
0,8	0,023	0,042	0,055	0,064	0,069	0,072	0,074	0,075	0,076	0,076	0,077	0,077	0,078
1,0	0,020	0,038	0,051	0,060	0,067	0,071	0,073	0,075	0,077	0,077	0,079	0,079	0,080
1,2	0,017	0,032	0,045	0,055	0,062	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075	0,077	0,078	0,078
1,4	0,015	0,028	0,039	0,048	0,055	0,061	0,064	0,067	0,069	0,071	0,074	0,075	0,075
1,6	0,012	0,024	0,034	0,042	0,049	0,054	0,059	0,062	0,064	0,066	0,070	0,071	0,071
1,8	0,011	0,020	0,030	0,037	0,044	0,049	0,053	0,056	0,058	0,060	0,065	0,067	0,067
2,0	0,009	0,018	0,026	0,032	0,038	0,043	0,047	0,051	0,053	0,055	0,061	0,062	0,064
2,5	0,006	0,012	0,018	0,024	0,028	0,033	0,036	0,039	0,042	0,044	0,050	0,053	0,055
3	0,005	0,009	0,014	0,018	0,021	0,025	0,028	0,031	0,033	0,035	0,042	0,045	0,048
5	0,002	0,004	0,005	0,007	0,009	0,010	0,012	0,013	0,015	0,016	0,021	0,025	0,030
7	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,009	0,012	0,015	0,021
10	0,000	0,001	0,001	0,002	0,002	0,003	0,003	0,004	0,004	0,005	0,007	0,008	0,014

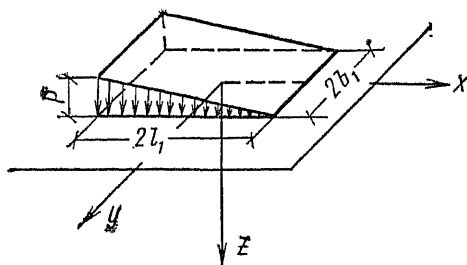


Рис. 5.8. К определению вертикальных нормальных напряжений в основании по вертикали, проходящей через угловые точки прямоугольной площадки, загруженной треугольной нагрузкой

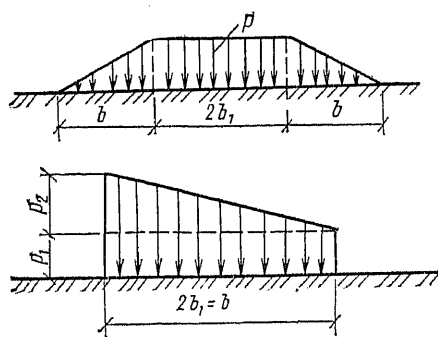


Рис. 5.9. К определению напряжений в основании при действии на его поверхности трапециевидной полосовой нагрузки

При произвольной нагрузке, распределенной по площади произвольной формы, а также при неравномерном распределении нагрузки для определения напряжений допускается пользоваться следующим приближенным приемом, основанным на принципе суперпозиции.

Площадь загрузки разбивается на ряд достаточно малых площадок, причем нагрузка, действующая на каждую из них, принимается за сосредоточенную силу P_i , приближенную в центре тяжести площадки. Напряжение в любой точке основания вычисляется по формуле

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n P_i K_i, \quad (5.17)$$

где n — число выделенных площадок; K_i — коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по табл. 5.1.

Формула (5.17) дает достаточно удовлетворительные результаты начиная с глубины $z \geq 2b_1$, где b_1 — меньшая сторона элементарной площадки. Принцип суперпозиции позволяет определять и более точно напряжения в основании в самых разнообразных случаях загрузки, в том числе при необходимости учета взаимного влияния площадей (фундаментов).

Так, например, напряжения в основании при трапециевидной полосовой нагрузке (рис. 5.9) могут быть определены суммированием напряжений, вычисленных по формулам (5.6) и (5.8). Аналогичным образом определяются напряжения в основаниях пространственной задачи. Напряжения в основании, нагрузка на которое равномерно распределена по кольцу, можно определить как разность напряжений от нагрузок по двум круговым площадкам радиусами, равными наружному и внутреннему радиусам кольца. Напряжения в основании под центром фундамента при наличии полосовой нагрузки на полах производственных зданий

ТАБЛИЦА 5.6. К ПРИМЕРУ 5.2

z, м	ξ	α ₁	α ₂	α ₃	α ₄	α	Напряжения, кПа		
							σ _{z1} =ρ ₀ α ₁	σ _{z2} =ρ ₀ α ₄	σ _z =ρ ₀ α
0	0	1,000	1,000	1,000	0	1,000	300	0	200
0,8	0,4	0,960	0,977	0,977	0	0,960	288	0	288
1,6	0,8	0,800	0,881	0,878	0,002	0,802	240	0	240
2,4	1,2	0,606	0,754	0,748	0,003	0,609	182	1	183
3,2	1,6	0,449	0,639	0,627	0,006	0,455	135	2	137
4,0	2,0	0,336	0,545	0,525	0,010	0,346	101	3	104
4,8	2,4	0,257	0,470	0,443	0,014	0,271	77	4	81
5,6	2,8	0,201	0,410	0,376	0,017	0,218	60	5	65
6,4	3,2	0,160	0,360	0,332	0,019	0,179	48	6	54
7,2	3,6	0,130	0,320	0,278	0,021	0,151	39	6	45
8,0	4,0	0,108	0,285	0,241	0,022	0,130	32	7	39
8,8	4,4	0,091	0,256	0,211	0,023	0,114	27	7	34

определяются суммированием напряжений, вычисляемых по формуле (5.9) и первой из формул (5.6).

Наиболее распространенный случай в практике проектирования — учет взаимного влияния нескольких прямоугольных фундаментов. При этом широко используется метод угловых точек. Метод заключается в том, что верти-

кальные нормальные напряжения $\sigma_{z,A,i}$ — дополнительное вертикальное нормальное напряжение на глубине z от i -го влияющего фундамента, определяемое по формуле (5.18).

Пример 5.2. Требуется построить эпюры вертикальных нормальных напряжений σ_z по вертикалям, проходящим через центры двух смежных фундаментов Ф-1 и Ф-2 с учетом их взаимного влияния (рис. 5.11). Среднее давление под фундаментами (за вычетом давления от собственного веса грунта) составляет $\rho_0=300$ кПа.

Решение. Значения σ_z по оси фундамента Ф-1 получаем суммированием напряжений σ_{z1} от давления ρ_0 под самим фундаментом и дополнительного напряжения σ_{z2} от влияния фундамента Ф-2. Последнее определяем методом угловых точек как сумму напряжений на рассматриваемой глубине в угловой точке M четырех загруженных площадей (фигурных фундаментов): $MLAI$ и $MNDL$ с положительным давлением ρ_0 и $MKBI$ и $MNCK$ — с отрицательным.

Соотношения сторон указанных прямоугольников равны: для $EFGH$ (Ф-1) $\eta=1$; для $MLAI$ и $MNDL$ $\eta=10/2=5$; для $MKBI$ и $MNCK$ $\eta=6/2=3$.

Разбиваем основание на слои толщиной $\Delta h=0,8$ м. При этом $\Delta \zeta=2\Delta h/b=2\cdot 0,8/4=0,4$; $\Delta \zeta_1=\Delta h/b=0,8/2=0,4$ [см. формулы (5.9) — (5.13)].

Вычисления сводим в табл. 5.6, в которой коэффициенты затухания напряжений по вертикали, проходящей через точку M , относятся к прямоугольникам: α_1 — $EFGH$ (Ф-1); α_2 — $MLAI$ и $MNDL$; α_3 — $MKBI$ и $MNCK$; α_4 — $ABCD$ (Ф-2), определен с учетом формул (5.13) и (5.18): $\alpha_4=2\frac{1}{4}(\alpha_2-\alpha_3)$; $\alpha=\alpha_1+\alpha_4$ учитывает влияние нагрузок на фундаменты Ф-1 и Ф-2 (значения коэффициентов α приняты по табл. 5.4).

5.2.2. Неоднородное основание

В практике проектирования неоднородность основания учитывается в следующих случаях: слой сжимаемого грунта залегает на практически несжимаемом (например, скальном) основании;

под сравнительно малосжимаемым слоем залегает более сжимаемый грунт.

На рис. 5.12 приведены схематические эпюры вертикальных нормальных напряжений под центром прямоугольной площадки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой при жестком (кривая 2) и слабом (кривая 3) подстилающих слоях. Кривая 1 показывает распределение напряжений в однородном основании. Как видно из рис. 5.12, при жестком подстилающем слое напряжения на границе слоев увеличиваются, а при слабом подстилающем слое уменьшаются.

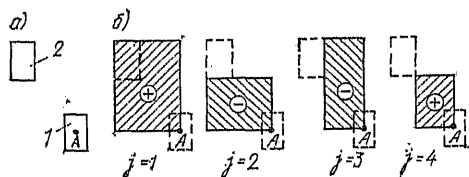


Рис. 5.10. К определению методом угловых точек дополнительных вертикальных напряжений $\sigma_{z,A}$ в основании рассчитываемого фундамента с учетом влияния соседнего фундамента

a — расположение рассчитываемого 1 и влияющего 2 фундаментов; b — расположение фиктивных фундаментов

кальные нормальные напряжения $\sigma_{z,A}$ на глубине z по вертикали, проходящей через произвольную точку A (в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с давлением по подошве, равным ρ), определяются алгебраическим суммированием напряжений $\sigma_{z,j}^c$ в угловых точках четырех фиктивных фундаментов (рис. 5.10):

$$\sigma_{z,A} = \sum_{j=1}^4 \sigma_{z,j}^c, \quad (5.18)$$

где $\sigma_{z,j}^c$ — вертикальное нормальное напряжение, определяемое по формуле (5.10).

Вертикальные нормальные напряжения σ_z по вертикали, проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяются по формуле

$$\sigma_z = \sigma'_z + \sum_{i=1}^k \sigma_{z,A,i}, \quad (5.19)$$

где σ'_z — напряжение от нагрузки на рассматриваемый фундамент; k — число влияющих фундаментов; 5—213

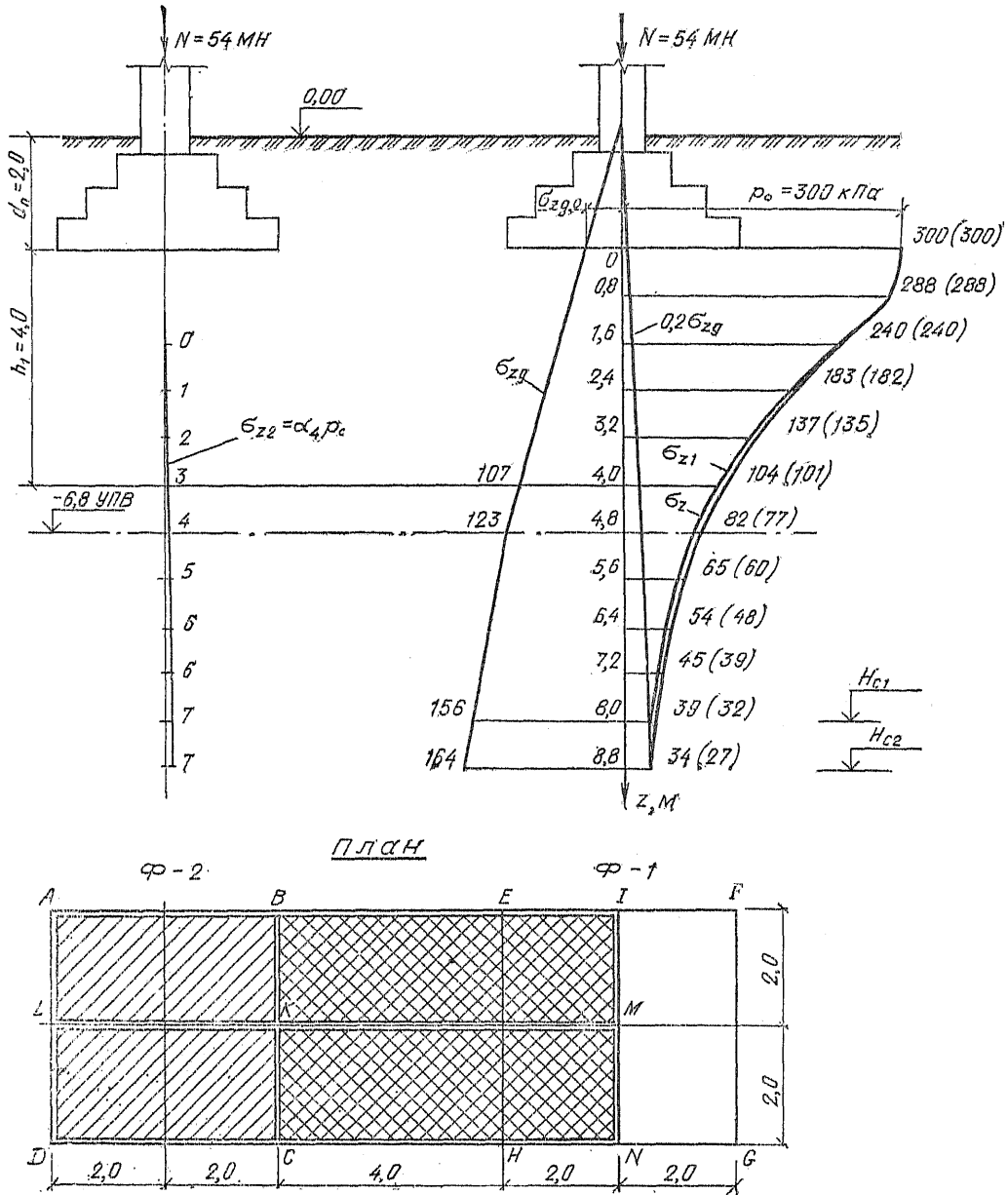


Рис. 5.11. К определению вертикальных нормальных напряжений и расчету осадки фундамента с учетом влияния соседнего фундамента

H_{c1} — нижняя граница сжимаемой толщи для одиночного фундамента; H_{c2} — то же, для фундамента с учетом давления от соседнего фундамента

Значения σ_z/p на кровле несжимаемого слоя, расположенного на глубине H , под центром равномерно загруженной площадки приведены в табл. 5.7.

Напряжения при слабом подстилающем слое определяются в зависимости от E_1/E_2 (где E_1 и E_2 — модули деформации верхнего и подстилающего слоя). В табл. 5.8 приведены

ТАБЛИЦА 5.7. ЗНАЧЕНИЯ σ_z/p НА КОНТАКТЕ С НЕСЖИМАЕМЫМ СЛОЕМ

H/b_1	σ_z/p для площадки					полосовой ($\eta=\infty$)
	круглой ($r=b_1$)	прямоугольной с отношением сторон $\eta=1/b$				
		1	2	3	10	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1	0,965	1,027	1,089	1,026	1,025	1,025
2	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
3	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
5	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359
10	0,025	0,032	0,064	0,093	0,181	0,185

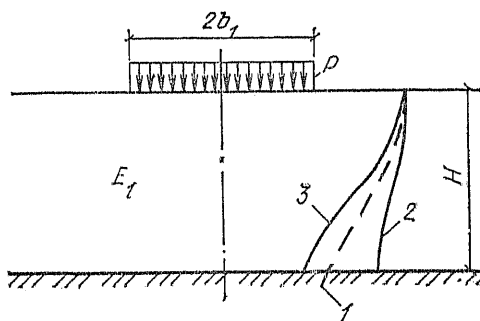


Рис. 5.12. Схема распределения вертикальных нормальных напряжений в основании под центром равномерно загруженной, прямоугольной площадки: 1 — однородном; 2 — с жестким подстилающим слоем; 3 — со слабым подстилающим слоем

ТАБЛИЦА 5.8. ЗНАЧЕНИЯ σ_z/p ПО ОСИ ПОЛОСЫ НА КОНТАКТЕ СО СЛАБЫМ ПОДСТИЛАЮЩИМ СЛОЕМ (ПО ДАННЫМ А. А. КУЛАГИНА)

H/b_1	σ_z/p при E_1/E_2			
	1	2	5	10
0	1,000	1,000	1,000	1,000
1	0,818	0,755	0,639	0,541
2	0,550	0,478	0,378	0,307
3	0,396	0,339	0,262	0,206
4	0,306	0,258	0,194	0,148
5	0,248	0,206	0,150	0,113

значения σ_z/p на контакте со слабым подстилающим слоем по оси полосы, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, при отсутствии трения по контактной плоскости.

5.2.3. Напряжения от собственного веса грунта

Вертикальное нормальное напряжение δ_z от собственного веса грунта определяется по формуле

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (5.20)$$

где n — число слоев грунта, расположенных выше рассматриваемой глубины; γ_i — удельный вес грунта i -го слоя; h_i — толщина i -го слоя грунта.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e), \quad (5.21)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта; γ_w — удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ; e — коэффициент пористости грунта.

Если удельный вес грунта определен при его полном водонасыщении (степень влажности $S_r=1$, $\gamma = \gamma_{sat}$), то

$$\gamma_{sb} = \gamma_{sat} - \gamma_w. \quad (5.22)$$

При определении σ_z от собственного веса грунта в водоупорном слое необходимо учитывать давление столба воды, расположенного выше водоупора.

Горизонтальные нормальные напряжения от собственного веса грунта

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z, \quad (5.23)$$

где $\xi = \nu/(1-\nu)$ — коэффициент бокового давления грунта (здесь ν принимается по табл. 1.15).

Пример 5.3. Определить вертикальное нормальное напряжение σ_z от собственного веса грунта на глубине $z=9 \text{ м}$ при грунтовых напластованиях, показанных на рис. 5.13.

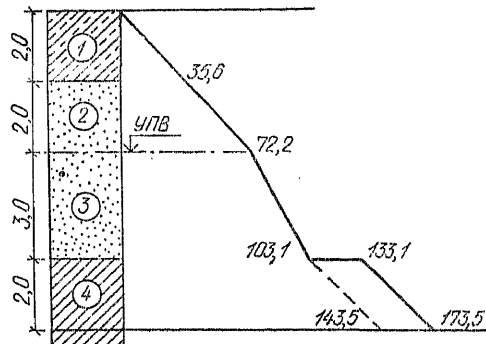


Рис. 5.13. К примеру 5.3 (значения σ_z даны в кПа)

Слой 1 — суглинок (толщина слоя $h_1=2 \text{ м}$, удельный вес $\gamma_1=17,8 \text{ кН/м}^3$); слой 2 — песок средней крупности ($h_2=2 \text{ м}$, удельный вес частиц $\gamma_s=26,6 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_2=18,3 \text{ кН/м}^3$, коэффициент пористости $e=0,61$, влажность $w=0,11$); слой 3 — тот же песок ниже уровня подземных вод ($h_3=3 \text{ м}$, $\gamma_3=20,3 \text{ кН/м}^3$ при степени влажности $S_r=1$); слой 4 — глина, служащая водоупором ($\gamma_4=20,2 \text{ кН/м}^3$).

Решение. По формуле (5.22) удельный вес грунта слоя 3

$$\gamma_{sb} = 20,3 - 10 = 10,3 \text{ кН/м}^3.$$

По формуле (5.20) на глубине $z=9 \text{ м}$ получаем:

$$\sigma_z = 17,8 \cdot 2 + 18,3 \cdot 2 + 10,3 \cdot 3 + 20,2 \cdot 2 + 10 \cdot 3 = 173,5 \text{ кПа}.$$

Значения ординат эпюры σ_z приведены на рис. 5.13.

5.3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, УЧИТЫВАЕМЫЕ В РАСЧЕТАХ ОСНОВАНИЙ

Нагрузки и воздействия, передаваемые фундаментами сооружений на основания, как правило, должны устанавливаться расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания или фундамента и основания. Учитываемые при этом нагрузки и воздействия на сооружение или отдельные его элементы, а также возможные их сочетания применяются согласно требованиям норм [3].

Характер и степень перераспределения нагрузок на основание, а следовательно, и дополнительные усилия в конструкциях сооружения зависят от вида, состояния и свойства грунтов, характера их напластования, стати-

ческой схемы сооружения, его пространственной жесткости и многих других факторов.

Нагрузки на основание допускается определять без учета их перераспределения над фундаментной конструкцией при расчете:

- а) оснований зданий и сооружений III класса¹;
- б) общей устойчивости массива грунта основания совместно с рассматриваемым сооружением;
- в) средних значений деформаций основания;
- г) деформаций основания в стадии привязки типовых проектов к местным грунтовым условиям.

Все расчеты оснований должны производиться на расчетные значения нагрузок, которые определяются как произведение их нормативных значений на коэффициент надежности по нагрузке γ . Этот коэффициент учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону, принимается при расчете оснований по несущей способности по указаниям [3], а при расчете оснований по деформациям равным единице.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок, по несущей способности — на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий — на основное и особое сочетания. Нагрузки на перекрытия зданий и снеговые нагрузки, которые согласно нормам [3] могут относиться как к длительным, так и к кратковременным, при расчете оснований по несущей способности считаются кратковременными, а при расчете по деформациям — длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считаются кратковременными.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированного материала и оборудования, размещаемого вблизи фундаментов.

Усилия в конструкциях, вызываемые климатическими температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям допускается не учитывать, если расстояния между температурно-усадочными швами не превышают значений, указанных в нормах проектирования соответствующих конструкций. Технологические температурные воздействия учитываются в расчетах оснований по деформациям при соответствующем обосновании в зависимости от продолжительности этих воздействий.

5.4. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Глубина заложения фундаментов является одним из основных факторов, обеспечивающих необходимую несущую способность и деформации основания, не превышающие предельные по условиям нормальной эксплуатации проектируемого сооружения и находящегося в нем оборудования.

Выбор глубины заложения фундаментов рекомендуется выполнять на основе технико-экономического сравнения различных вариантов фундаментов. Глубина их заложения должна определяться с учетом:

назначения, а также конструктивных особенностей сооружения (наличия и размеров подвалов, фундаментов под оборудование и т. д.);

размера и характера нагрузок и воздействий на фундаменты;

глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, фундаментов под оборудование, глубины прокладки коммуникаций;

существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, пустот, образовавшихся вследствие растворения солей и пр.);

гидрогеологических условий площадки (уровней подземных вод и верховодки, а также возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения, агрессивности подземных вод и т. п.);

глубины сезонного промерзания грунтов [2, 4].

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента, при наличии бетонной подготовки — до низа ее. При выборе глубины заложения фундаментов в необходимых случаях при соответствующем обосновании следует учитывать возможность дальнейшей реконструкции проектируемого сооружения (устройство новых коммуникаций, подвальных помещений, фундаментов под оборудование и пр.).

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами. Уступы должны быть не круче 1:2, а высота уступа — не более 60 см. Ленточные фунда-

¹ Класс ответственности зданий и сооружений принимается согласно «Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций», утвержденным Госстроем СССР.

менты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва.

Допустимая разность отметок заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле

$$\Delta h \leq a (\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / p), \quad (5.24)$$

где a — расстояние между фундаментами в свету; φ_1 и c_1 — расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта; p — среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

Столбчатые фундаменты, разделенные осадочным швом, следует располагать на одном уровне.

Условие (5.24) распространяется и на случай определения допустимой разности отметок заложения фундаментов сооружения и рядом расположенных каналов, тоннелей и пр.

Фундаменты проектируемого сооружения, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке. Переход на большую глубину заложения следует выполнять исходя из условия (5.24). Если оно не выполняется, необходимо устройство шпунтовой стенки или другого ограждения (рис. 5.14).

При выборе глубины заложения фундаментов рекомендуется:

предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта на 10—15 см;

избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя;

закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

При необходимости заложения фундаментов ниже уровня подземных вод следует предусматривать методы производства работ, сохраняющие структуру грунта.

Если глубина заложения фундаментов по условиям несущей способности и деформируемости грунтов основания оказывается чрезмерно большой, рекомендуется рассмотреть применение мероприятий по улучшению строительных свойств грунтов основания или переход на свайные фундаменты.

Одним из основных факторов, определяющих заглубление фундаментов, является глубина сезонного промерзания грунтов, которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительные осадки. Проморзание водонасыщенных грунтов сопровождается образованием в них прослоек льда, толщина которых увеличивается по ме-

ре миграции воды из слоев грунта, расположенных ниже уровня подземных вод. Последующее таяние таких грунтов приводит к резкому снижению их несущей способности и повышенным деформациям.

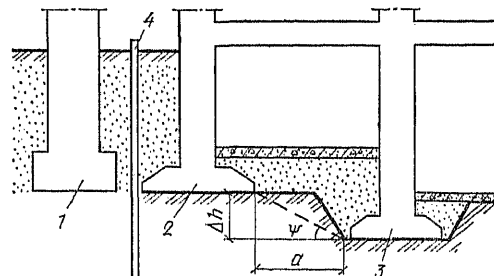


Рис. 5.14. Схема защиты существующего здания от дополнительных осадков при возведении рядом нового здания с большей глубиной заложения фундамента
1 — фундамент существующего здания; 2 — фундамент нового здания; 3 — фундамент с большой глубиной заложения; 4 — шпунтовая стенка

Деформации основания при морозном пучении и последующем оттаивании, как правило, неравномерны вследствие неоднородности грунта по степени его пучинистости и различия температурных условий, в которых могут находиться грунты под отдельными фундаментами.

Исключение возможности промерзания грунтов под подошвой фундаментов обеспечивается:

в период эксплуатации — соответствующей глубиной их заложения, принимаемой в зависимости от вида и состояния грунтов, положения уровня подземных вод, нормативной глубины сезонного промерзания, теплового режима сооружения и пр.;

в период строительства — соответствующими защитными мероприятиями.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов d_{fn} принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин их сезонного промерзания (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) под открытой, оголенной от снега поверхностью горизонтальной площадки при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов. Для районов, где не предусматривается очистка от снега территорий, прилегающих к проектируемым сооружениям (например, в сельской местности), нормативную глубину промерзания грунтов допускается определять на площадках под снежным покровом.

При отсутствии данных многолетних наблюдений нормативную глубину сезонного промерзания грунтов следует определять на ос-

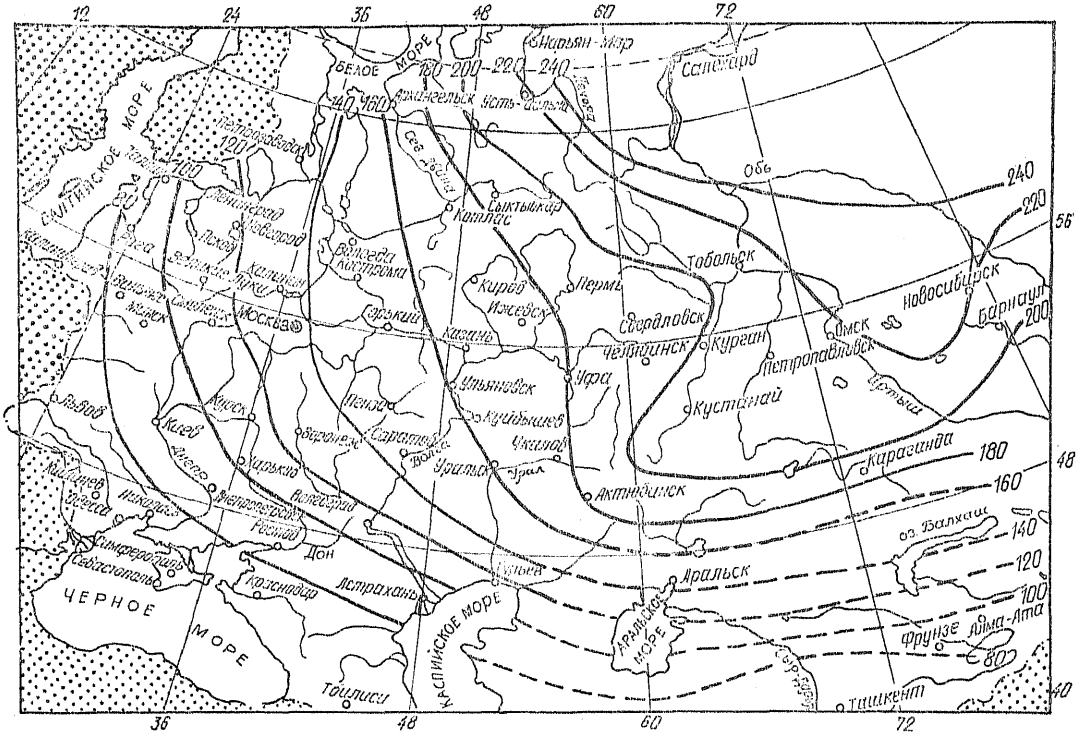


Рис. 5.15. Схематическая карта нормативных глубин промерзания суглинков и глин (изолинии нормативных глубин промерзания, обозначенные пунктиром, даны для малоисследованных районов)

нове теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение, м, допускается вычислять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (5.25)$$

где d_0 — глубина промерзания при $\sum |T_f| = 1^\circ\text{C}$, принимаемая равной, м, для суглинков и глин — 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых — 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности — 0,30; крупнообломочных грунтов — 0,34; M_t — безразмерный коэффициент, численно равный $\sum |T_f|$ — сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, $^\circ\text{C}$, принимаемых по СНиП 2.01.01-82 или по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях.

Значение d_{fn} для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания грунта. Значение d_{fn} допускается определять по схематической карте (рис. 5.15), где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков, т. е. при $d_0 = 0,23$ м. При наличии в зоне промерзания других грунтов значение d_{fn} , найденное по карте, следует умножить на отношение $d_0/0,23$ (где d_0 соответствует грунтам данной строительной площадки). Для районов Дальнего Востока допускается пользоваться картой (рис. 5.16). Если значения d_{fn} , найденные по карте и по формуле (5.25), не

совпадают, следует принимать значение, найденное по формуле.

Значения $d_{fn} > 2,5$ м наблюдаются преимущественно в районах Восточной и Западной Сибири. Формулу (5.25) и карту не рекомендуется применять для горных районов, где фактическая глубина промерзания больше вследствие особенностей состава и свойств грунтов, рельефа местности и климата. В этих условиях нормативная глубина промерзания должна определяться теплотехническим расчетом [5]:

$$d_{fn} = \sqrt{\frac{2\lambda_f (T_{out,n} + T_{b,f}) t_{n,p}}{L_0(\omega_{tot} - \omega_w) \rho_{df} + 0,5 C_f (T_{out,n} + T_{b,f})}}, \quad (5.26)$$

где λ_f — теплопроводность мерзлого грунта, Вт/(м· $^\circ\text{C}$); $T_{out,n}$ — абсолютное значение средней температуры воздуха за период отрицательных температур, $^\circ\text{C}$; $T_{out,n} = \sum |T_f|/n$ (здесь n — число месяцев с отрицательной среднемесячной температурой); $T_{b,f}$ — температура начала замерзания грунта, $^\circ\text{C}$; $t_{n,p}$ — продолжительность периода с отрицательными температурами воздуха, соответствующая $n-1$ месяцам, с; L_0 — удельная теплота фазового превращения вода — лед, принимаемая равной $3,35 \times 10^8$ Дж/т; ω_{tot} — суммарная природная влажность грунта, доли единицы; ω_w — относительное (по массе) содержание незамерзшей воды, доли единицы, при температуре, равной $0,5(T_{out,n} + T_{b,f})$; ρ_{df} — плотность мерзлого грунта в сухом состоянии, т/м 3 ; C_f — объемная теплоемкость мерзлого грунта, Дж/(м 3 · $^\circ\text{C}$).

ТАБЛИЦА 5.9. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА k_h

Особенности сооружения	k_h при расчетной средней суточной температуре воздуха в примыкающем к наружным фундаментам помещении, °С				
	0	15	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми: на грунте	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
» лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
» утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или с техническим подпольем	8,0	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, вылет подошвы которых от внешней грани стены составляет менее 0,5 м; при длине консоли 1,5 м и более значения коэффициента k_h повышаются на 0,1, но не более чем до 1; при промежуточных значениях длины консоли коэффициент k_h определяется интерполяцией.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии — помещения 1-го этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

для наружных стен и колонн — по условиям, изложенным в табл. 5.10; глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания грунтов, если фундаменты опираются на мелкие пески и специальными исследованиями по данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях, когда исследованиями и расчетом установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационной пригодности сооружения;

для внутренних стен и колонн — независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Для наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) глубину заложения следует принимать по табл. 5.10, считая от пола подвала или технического подполья.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. 5.10; глубина исчисляется при отсутствии подвала или технического подполья от уровня планировки, а при их наличии — от пола подвала или технического подполья.

ТАБЛИЦА 5.10. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ПО УСЛОВИЯМ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Грунты, находящиеся под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов при глубине расположения уровня подземных вод, м	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести: $I_L < 0$	То же	»
$I_L > 0$	»	Не менее d_f
Суглинки глины, крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя: $I_L \geq 0,25$	»	То же
$I_L < 0,25$	»	Не менее $0,5 \sigma_f$

Примечания: 1. Глубину заложения фундаментов допускается принимать независимо от расчетной глубины промерзания d_f , если соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, залегают до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .

2. Положение уровня подземных вод и верховодки должно приниматься с учетом возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения.

В проекте оснований и фундаментов должны предусматриваться мероприятия, не допускающие увлажнения грунтов основания, а также промораживания их в период строительства.

Глубину заложения фундаментов по условиям морозного пучения можно уменьшить за счет применения: постоянной теплозащиты грунта по периметру сооружения; водозащитных мероприятий, уменьшающих степень пучинистости грунта; полной или частичной замены пучинистого грунта на непучинистый под подошвой фундаментов; обмазки боковой поверхности фундаментов, уменьшающей смерзание с ней грунта; засоления грунтов и т. п. Целесообразность применения тех или иных мероприятий должна быть технико-экономически обоснована. Кроме того, глубина заложения фундаментов может быть уменьшена и за счет применения конструктивных мероприятий, обеспечивающих прочность и нормальные условия эксплуатации сооружения при неравномерных деформациях оснований вследствие заморзания и оттаивания пучинистых грунтов.

Для защиты грунтов основания от увлажнения застраиваемая площадка под каждое

сооружение до возведения фундаментов должна быть ограждена нагорными канавами и тщательно спланирована с устройством поверхностных водостоков (канав и лотков), а при необходимости и дренажей.

Способ защиты грунтов основания от промерзания принимается в зависимости от вида и состояния грунтов, положения уровня подземных вод, конструктивных особенностей подземной части сооружения и от местных условий строительства (климатических, производственных и пр.).

Вид грунта, используемого для обратной засыпки пазух котлованов, метод и степень его уплотнения должны назначаться из условия, чтобы в процессе строительства и эксплуатации касательные силы морозного пучения не превышали силы, удерживающие фундамент от выпучивания [1]. В необходимых случаях должны предусматриваться мероприятия, уменьшающие касательные силы пучения (обмазка фундаментов специальными составами, засоление грунтов обратной засыпки веществами, не вызывающими коррозии бетона и арматуры, и пр.).

5.5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

5.5.1. Общие положения

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных и (или) относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность (вследствие появления недопустимых осадок, подъемов, кренов, изменений проектных уровней и положений конструкций, расстройств их соединений и т. п.). При этом имеется в виду, что прочность и трещиностойкость фундаментов и надфундаментных конструкций проверена расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Деформации основания могут быть следующими:

осадки-деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок (и в отдельных случаях собственного веса грунта) и не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки-деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительно с ними действующих факторов, таких как замачивание проса-

дочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзающем грунте и т. п.;

подъемы и осадки — деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при увеличении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

оседания — деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых; изменением гидрогеологических условий и т. п.;

горизонтальные перемещения — деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.

Деформации основания в зависимости от причин их возникновения подразделяются на два вида:

первый — деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения);

второй — деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса).

При проектировании следует учитывать, что деформации основания первого вида вызывают тем большие усилия в конструкциях сооружения, чем больше сжимаемость грунтов основания; при деформациях второго вида с увеличением сжимаемости грунтов основания усилия снижаются.

Наиболее опасны для конструкций сооружения неравномерные деформации основания, главными причинами возникновения которых для первого вида являются:

неравномерная сжимаемость грунтов из-за неоднородности, выклинивания и непараллельности залегания отдельных слоев, наличия линз, прослоев и других включений, неравномерного уплотнения грунтов, в том числе искусственных подушек и т. п.;

различие в осадках основания в пределах и за пределами площадки загрузки (особенно часто это происходит с основаниями, сложными сильносжимаемыми грунтами, чем и объясняются многие случаи повреждений существующих зданий при возведении вблизи них новых сооружений);

неравномерное увлажнение грунтов, в частности просадочных и набухающих;

различие нагрузок на отдельные фунда-

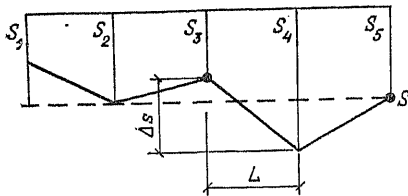


Рис. 5.17. Схема осадок основания сооружения

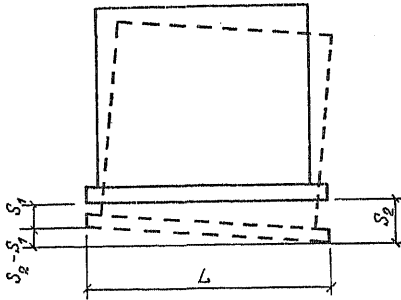


Рис. 5.18. Крен жесткого сооружения

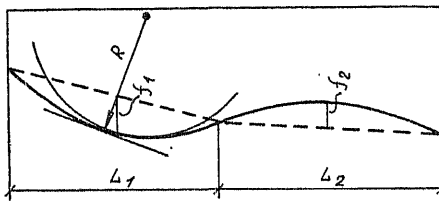


Рис. 5.19. Схема прогиба (выгиба) сооружения

менты, их размеров в плане и глубины заложения;

неравномерное распределение нагрузок на полы производственных зданий, а также загрузка территории в непосредственной близости от сооружения;

нарушения правил производства строительных работ, приводящие к ухудшению свойств грунтов; ошибки, допущенные при инженерно-геологических изысканиях и проектировании оснований и фундаментов, а также нарушение предусмотренных проектом условий эксплуатации сооружения.

Основные причины возникновения неравномерных деформаций оснований для второго вида — это повышение влажности грунтов в грунтовых условиях II типа по просадочности, наличие подземных горных выработок, изменение температурно-влажностного режима некоторых грунтов (например, набухающих), изменение гидрогеологических условий площадки, влияние динамических воздействий, например от городского транспорта и т. д.

Таким образом, среди причин, вызывающих неравномерные деформации основания, которые необходимо учитывать при проектиро-

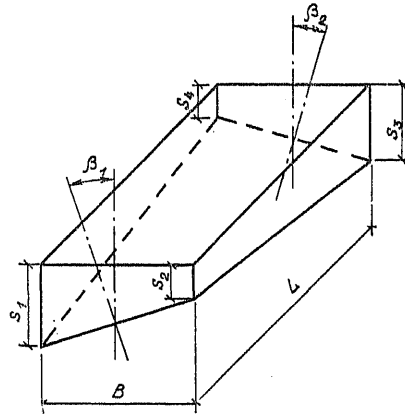


Рис. 5.20. Схема осадок, вызывающих кручение сооружения

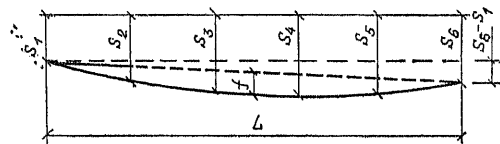


Рис. 5.21. Схема сложной деформации основания

вании, имеются не только инженерно-геологические и гидрогеологические факторы, но также конструктивные и технологические особенности проектируемых сооружений, способы производства работ по устройству оснований и фундаментов, особенности эксплуатации сооружений.

Расчет оснований по деформациям, как уже указывалось, должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания. Деформации основания допускается определять без учета совместной работы сооружения и основания, т. е. без учета перераспределения нагрузок на основание конструкцией сооружения, в случаях, оговоренных в п. 5.3.

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться: абсолютной осадкой основания отдельного фундамента s_i ; средней осадкой основания сооружения s ; относительной неравномерностью осадок $\Delta s/L$ двух соседних фундаментов, т. е. разностью их вертикальных перемещений, отнесенной к расстоянию между ними (рис. 5.17); креном фундамента или сооружения в целом i — отношением разности осадок крайних точек фундамента к его ширине или длине (рис. 5.18); относительным прогибом или выгибом f/L — отношением стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка сооружения (рис. 5.19); кривизной изгибаемого участка сооружения $\rho=1/R$ (см. рис. 5.19); относительным углом закручивания сооружения $\Phi=\Delta\beta/L$

(рис. 5.20); горизонтальным перемещением фундамента или сооружения в целом u . Аналогичные характеристики могут устанавливаться также и для просадок грунтов, подъемов их при набухании, оседаний земной поверхности и других деформаций.

Сложная деформация сооружения, возникающая вследствие неравномерных осадок основания, может быть разложена на отдельные составляющие, как это показано на рис. 5.21, где крен сооружения $i = (s_g - s_1)/L$.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (5.28)$$

где s — совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом (см. далее п. 5.5.4); s_u — предельное значение совместной деформации основания и сооружения (см. далее п. 5.5.5).

Под величинами s и s_u может пониматься любая из перечисленных выше деформаций.

В необходимых случаях, например для оценки напряженно-деформированного состояния конструкций сооружений с учетом длительных процессов, следует рассчитывать осадки во времени. Осадки основания в процессе строительства (например, осадки от веса насыпей до устройства фундаментов, осадки до омоноличивания стыков строительных конструкций и т. п.) допускаются не учитывать, если они не влияют на эксплуатационную пригодность сооружений.

При расчете оснований по деформациям исходя из условия (5.28) необходимо учитывать возможность изменения как расчетных, так и предельных значений деформаций основания за счет применения строительных мероприятий по уменьшению сжимаемости и неоднородности грунтов основания, а также конструктивных мероприятий, направленных на снижение чувствительности сооружений к деформациям основания.

В расчетах деформаций с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемой среды давление по подошве не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания.

5.5.2. Расчетное сопротивление грунтов основания

Зависимость «нагрузка—осадка» для фундаментов мелкого заложения можно считать линейной только до определенного предела давления на основание (рис. 5.22). В качестве такого предела принимается расчетное сопротивление грунтов основания R [4]. При расчете деформаций основания с использованием указанных в п. 5.5.1 расчетных схем среднее давление под подошвой фундамента (от нагрузок для расчета оснований по деформациям) не

должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , кПа, определяемого по формуле

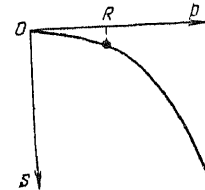
$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (5.29)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 5.11; k — коэффициент, принимаемый: $k=1$, если прочностные характеристики грунта (c и ϕ) определены непосредственными испытаниями, и $k=1,1$, если указанные характеристики приняты по таблицам, приведенным в гл. 1; M_{γ} , M_q и M_c — коэффициенты, принимаемые по табл. 5.12; k_z — коэффициент, принимаемый: $k_z=1$ при $b < 10$ м, $k_z = z_0/b + 0,2$ при $b > 10$ м (здесь b — ширина подошвы фундамента, м; $z_0=8$ м); γ_{II} — расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³; γ'_{II} — то же, залегающих выше подошвы; c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II} \quad (5.30)$$

(здесь h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала м; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; γ_{cf} — расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м³); d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м принимается $d_b = 0$).

Рис. 5.22. Характерная зависимость «нагрузка — осадка» для фундаментов мелкого заложения



Если $d_1 > d$ (где d — глубина заложения фундамента), то d_1 принимается равным d , а $d_b = 0$.

Формула (5.29) применяется при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , то принимается $b = \sqrt{A}$. Расчетные значения удельных весов грунта и материала пола подвала, входящие в формулу (5.29), допускается принимать равными их нормативным значениям (полагая коэффициенты надежности по грунту и материалу равными единице). Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его совместной работы с основанием. Для фундаментных плит с угловыми вырезами расчетное сопротивление

ТАБЛИЦА 5.11. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ γ_{c1} И γ_{c2}

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к его высоте L/H	
		>4	$\leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылеватоглинистым заполнителем и пылеватоглинистые с показателем текучести грунта или заполнения:	$I_L \leq 0,25$	1,25	1,0
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,1
	$I_L > 0,5$	1,1	1,0

Примечания: 1. Жесткую конструктивную схему имеют сооружения, конструкции которых приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований путем применения специальных мероприятий.

2. Для сооружений с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется интерполяцией.

грунта основания допускается увеличивать на 15 %.

Когда расчетная глубина заложения фундаментов принимается от уровня планировки подсыпки, в проекте оснований и фундамен-

ТАБЛИЦА 5.12. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ M_γ , M_q , M_c

φ_{II} °	M_γ	M_q	M_c	φ_{II} °	M_γ	M_q	M_c
0	0	0	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	0,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

тов должно приводиться требование о необходимости выполнения планировочной насыпи до приложения полной нагрузки на основание. Аналогичное требование должно содержаться и в отношении устройства подсыпок под полы в подвале.

Коэффициенты M_γ , M_q и M_c , входящие в формулу (5.29), получены исходя из условия, что зоны пластических деформаций под краями равномерно загруженной полосы (рис. 5.23)

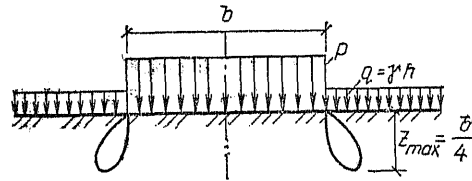


Рис. 5.23. Зоны пластических деформаций в основании под краями равномерно загруженной полосы

равны четверти ее ширины и вычисляются по следующим соотношениям:

$$M_\gamma = \psi/4; \quad M_q = 1 + \psi; \quad M_c = \psi \operatorname{ctg} \varphi_{II}, \quad (5.31)$$

где $\psi = \pi / (\operatorname{ctg} \varphi_{II} + \varphi_{II} - \pi/2)$; φ_{II} — расчетное значение угла внутреннего трения, рад.

При вычислении R значения характеристик φ_{II} , c_{II} и γ_{II} принимаются для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины $z_R = 0,5 b$ при $b < 10$ м и $z_R = t + 0,1 b$ при $b > 10$ м (здесь $t = 4$ м). При наличии нескольких слоев грунта от подошвы фундамента до глубины z_R принимаются средневзвешенные значения указанных характеристик. Аналогичным образом поступают и с коэффициентами γ_{c1} и γ_{c2} .

Как видно из формулы (5.29), значение R зависит не только от физико-механических характеристик грунтов основания, но и от иско- мых геометрических размеров фундамента — ширины и глубины его заложения. Поэтому определение размеров фундаментов приходится вести итерационным способом, задавшись предварительно какими-то начальными размерами.

Пример 5.5. Определить расчетное сопротивление грунта основания для ленточного фундамента шириной $b = 1,4$ м при следующих исходных данных. Проектируемое здание — 9-этажное крупнопанельное с жесткой конструктивной схемой. Отношение длины его к высоте $L/H = 1,5$. Глубина заложения фундаментов от уровня планировки по конструктивным соображениям принята $d = 1,7$ м. Здание имеет подвал шириной $B = 12$ м и глубиной $d_b = 1,2$ м. Толщина слоя грунта от подошвы фундамента до пола подвала $h_s = 0,3$ м, толщина бетонного пола подвала $h_{cf} = 0,2$ м, удельный вес бетона $\gamma_{cf} = 23$ кН/м³. Площадка сложена песками мелкими средней плотности маловлажными. Коэффициент пористости $e = 0,74$, удельный вес грунта ниже подошвы $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, выше подошвы $\gamma'_{II} = 17$ кН/м³. Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик при-

няты по справочным таблицам, приведенным в гл. 1: $\varphi_{II} = 32^\circ$, $c_{II} = c_{II} = 2$ кПа, $E = 28$ МПа.

Решение. Для вычисления расчетного сопротивления грунта основания по формуле (5.29) принимаем: по табл. 5.11 для песка мелкого маловлажного и здания жесткой конструктивной схемы при $L/H = 1,5$ $\gamma_{c1} = 1,3$ и $\gamma_{c2} = 1,3$; по табл. 5.12 при $\varphi_{II} = 32^\circ$ $M_\gamma = 1,34$; $M_q = 6,34$ и $M_e = 8,55$. Поскольку значения прочностных характеристик грунта приняты по справочным таблицам, $k = 1,1$. При $b = 1,4$ м $k_z = 1$.

Приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала по формуле (5.30)

$$d_1 = 0,3 + 0,2 \cdot 23/17 = 0,57 \text{ м.}$$

По формуле (5.29) определяем:

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1,1} [1,34 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18 + 6,34 \cdot 0,57 \cdot 17 + (6,34 - 1) 1,2 \cdot 17 + 8,55 \cdot 2] = 1,54 \cdot 221 = 340 \text{ кПа.}$$

Предварительные размеры фундаментов назначаются по конструктивным соображениям или исходя из значений расчетного сопро-

ТАБЛИЦА 5.13. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ R_0 КРУПНООБЛОМОЧНЫХ, ПЕСЧАНЫХ И ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ (НЕПРОСАДОЧНЫХ) ГРУНТОВ

Грунты	R_0 , КПа
Крупнообломочные	
Галечниковый (щебенистый) с заполнителем:	
песчаным	600
пылеватоглинистым	450/400
Гравийный (древянный) с заполнителем:	
песчаным	500
пылеватоглинистым	400/350
Значения R_0 при показателе текучести $I_L \leq 0,5$ даны перед чертой, при $0,5 < I_L \leq 0,75$ — за чертой.	
Пески	
Крупные	600/500
Средней крупности	500/400
Мелкие:	
маловлажные	400/300
влажные и насыщенные водой	300/200
Пылеватые:	
маловлажные	300/250
влажные	200/150
насыщенные водой	150/100
Значения R_0 для плотных песков даны перед чертой, для песков средней плотности — за чертой.	
Пылеватоглинистые	
Супеси с коэффициентом пористости e :	
0,5	300/300
0,7	250/200
Суглинки с коэффициентом пористости e :	
0,5	300/250
0,7	250/180
1,0	200/100
Глины с коэффициентом пористости e :	
0,5	600/400
0,6	500/300
0,8	300/200
1,0	250/100
Значения R_0 при $I_L = 0$ даны перед чертой, при $I_L = 1$ — за чертой. При промежуточных значениях e и I_L значения R_0 определяются интерполяцией.	

тивления грунтов основания R_0 , приведенных в табл. 5.13. Значениями R_0 допускается также пользоваться для окончательного назначения размеров фундаментов сооружений III класса, если основание сложено горизонтальными (уклон не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунта, сжимаемость которых не увеличивается с глубиной в пределах двойной ширины наибольшего фундамента ниже глубины его заложения.

Двойную интерполяцию при определении R_0 по табл. 5.13 для пылеватоглинистых грунтов с промежуточными значениями I_L и e рекомендуется выполнять по формуле [2]

$$R_0(e, I_L) = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) R_0(1, 0) + I_L R_0(1, 1)] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - I_L) \times \times R_0(2, 0) + I_L R_0(2, 1)], \quad (5.32)$$

где e_1 и e_2 — соседние значения коэффициента пористости в табл. 5.13, между которыми находится значение e для рассматриваемого грунта; $R_0(1, 0)$ и $R_0(1, 1)$ — значения R_0 в табл. 5.13 при коэффициенте пористости e_1 , соответствующие значениям $I_L = 0$ и $I_L = 1$; $R_0(2, 0)$ и $R_0(2, 1)$ — то же, при e_2 .

Значения R_0 в табл. 5.13 относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_1 = 1$ м и глубину заложения $d_1 = 2$ м. При использовании значений R_0 по табл. 5.13 для окончательного назначения размеров фундаментов расчетное сопротивление грунта основания R определяется по формулам:

при $d \leq 2$ м

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \left(\frac{b - b_1}{b_1} \right) \right] \left(\frac{d + d_1}{2d_1} \right); \quad (5.33)$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 \left[1 + k_1 \left(\frac{b - b_1}{b_1} \right) \right] + k_2 \gamma' (d - d_1), \quad (5.34)$$

где b и d — соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м; γ' — удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³; k_1 — коэффициент, принимаемый для крупнообломочных и песчаных грунтов (кроме пылеватых песков) $k_1 = 0,125$, а для пылеватых песков, супесей, суглинков и глин $k_1 = 0,05$; k_2 — коэффициент, принимаемый для крупнообломочных и песчаных грунтов $k_2 = 2,5$, для супесей и суглинков $k_2 = 2$, а для глин $k_2 = 1,5$.

Пример 5.6. Определить расчетное сопротивление глины с коэффициентом пористости $e = 0,85$ и показателем текучести $I_L = 0,45$ применительно к фундаменту шириной $b = 2$ м, имеющему глубину заложения $d = 2,5$ м. Удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, $\gamma' = 1,7$ кН/м³.

Решение. Пользуясь значениями R_0 (см. табл. 5.13), по формуле (5.32) вычисляем:

$$R_0(0,85; 0,45) = \frac{1,1 - 0,85}{1,1 - 0,80} [(1 - 0,45) 300 + 0,45 \cdot 200] + \frac{0,85 - 0,80}{1,1 - 0,80} [(1 - 0,45) 250 + 0,45 \cdot 100] = 210 + 30 =$$

$= 240 \text{ кПа.}$

Далее по формуле (5.34) получаем:

$$R = 240 \left[1 + 0,05 \left(\frac{2-1}{1} \right) \right] + 1,5 \cdot 17 (2,5 - 2) = \\ = 240 \cdot 1,05 + 13 = 265 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление R основания, сложенного крупнообломочными грунтами, вычисляется по формуле (5.29) на основе результатов непосредственных определений прочностных характеристик грунтов. При отсутствии таких испытаний расчетное сопротивление определяется по характеристикам заполнителя, если его содержание превышает 40 %. При меньшем содержании заполнителя значение R для крупнообломочных грунтов допускается принимать по табл. 5.13.

При искусственном уплотнении грунтов основания или устройстве грунтовых подушек расчетное сопротивление определяется исходя из задаваемых в проекте расчетных значений физико-механических характеристик уплотненных грунтов. Последние устанавливаются либо на основе исследований, либо с помощью справочных таблиц (см. гл. 1) исходя из необходимой плотности грунтов. При вычислении R влажность пылевато-глинистых грунтов рекомендуется принимать равной 1,2 w_p .

Расчетное сопротивление рыхлых песков определяется по формуле (5.29) при $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1$. Значение R следует уточнять по результатам не менее трех испытаний штампа с размерами и формой, возможно более близкими к проектируемому фундаменту, но площадью не менее 0,5 м². При этом значение R принимается не более давления, при котором ожидаемая осадка фундамента равна предельной (см. далее п. 5.5.5).

При устройстве прерывистых фундаментов расчетное сопротивление основания R определяется как для исходного ленточного фундамента по формуле (5.29) с повышением значения R коэффициентом k_d , принимаемым по табл. 5.14.

При необходимости увеличения нагрузок на основание существующих сооружений при их реконструкции (замене оборудования, надстройке и т. п.) расчетное сопротивление основания должно приниматься в соответствии с данными о состоянии и физико-механических свойствах грунтов основания с учетом типа и состояния фундаментов и надфундаментных конструкций сооружений, продолжительности его эксплуатации и ожидаемых дополнительных осадок при увеличении нагрузок на фундаменты. Следует также учитывать состояние и конструктивные особенности примыкающих сооружений, которые, оказавшись в пределах «осадочной воронки», могут получить повреждения.

ТАБЛИЦА 5.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА k_d ДЛЯ ПЕСКОВ (КРОМЕ РЫХЛЫХ) И ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Коэффициент пористости e и показатель текучести I_L	Значения k_d при фундаментных плитах	
	прямоугольных	с угловыми вырезами
$e < 0,5$ и $I_L < 0$	1,3	1,3
$e = 0,6$ и $I_L = 0,25$	1,15	1,15
$e > 0,7$ и $I_L > 0,5$	1,0	1,15

Примечания: 1. При промежуточных значениях e и I_L коэффициент k_d принимается по интерполяции.

2. Для плит с угловыми вырезами коэффициент k_d учитывает повышение R на 15 %.

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента расположен слой грунта меньшей прочности, чем прочность лежащих выше слоев (рис. 5.24), необходима проверка соблюдения условия

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (5.35)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} — вертикальные нормальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа (см. п. 5.2); R_z — расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа, вычисленное по формуле (5.29) для условного фундамента шириной b_z , м, определяемой по выражению

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (5.36) \\ A_z = N/\sigma_{zp}; \quad a = (l - b)/2,$$

здесь N — суммарная вертикальная нагрузка на основание от фундамента, кН; l и b — соответственно длина и ширина фундамента, м.

Формула (5.36) для ленточного фундамента принимает вид

$$b_z = n/\sigma_{zp}, \quad (5.37)$$

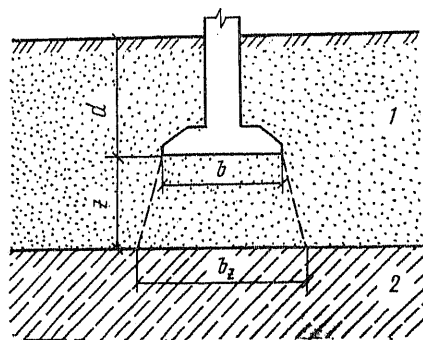


Рис. 5.24. Схема для проверки расчетного сопротивления по характеристикам грунта подстилающего слоя

1 — грунт верхних слоев основания; 2 — подстилающий слой грунта меньшей прочности

где n — вертикальная нагрузка на 1 м длины фундамента, кН/м,
а для квадратного фундамента —

$$b_z = \sqrt{N/\sigma_{zp}}. \quad (5.38)$$

При действии на фундамент внецентренной нагрузки следует ограничивать краевые давления под подошвой, которые вычисляются по формулам внецентренного сжатия. Краевые давления при действии момента в направлении главных осей подошвы фундамента не должны превышать $1,2R$, а давление в угловой точке — $1,5R$. Краевые давления рекомендуется определять с учетом бокового отпора грунта, расположенного выше подошвы фундамента, а также жесткости конструкции, опирающейся на рассматриваемый фундамент.

Действующие нормы допускают увеличение до 20 % расчетного сопротивления грунта основания, вычисленного по формулам (5.29), (5.33) и (5.34), если определенные расчетом деформации основания при давлении $p=R$ не превышают 40 % предельных значений (см. далее п. 5.5.5). При этом расчетные деформации, соответствующие давлению $p_1=1,2R$, должны быть не более 50 % предельных. В этом случае, кроме того, требуется проверка основания по несущей способности (см. далее п. 5.6).

5.5.3. Определение основных размеров фундаментов

Основные размеры фундаментов мелкого заложения (глубина и размеры подошвы) в большинстве случаев определяются исходя из расчета оснований по деформациям, который включает:

подсчет нагрузок на фундамент;
оценку инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства; определение нормативных и расчетных значений характеристик грунтов;

выбор глубины заложения фундамента;
назначение предварительных размеров подошвы по конструктивным соображениям или исходя из условия, чтобы среднее давление на основание равнялось расчетному сопротивлению грунта, приведенному в табл. 5.13;

вычисление расчетного сопротивления грунта основания R по формуле (5.29), изменение в случае необходимости размеров фундамента с тем, чтобы обеспечивалось условие $p \leq R$; в случае внецентренной нагрузки на фундамент, кроме того, проверку краевых давлений;

при наличии слабого подстилающего слоя проверку соблюдения условия (5.35);

вычисление осадок основания и проверку соблюдения неравенства (5.28); при необходимости корректировку размеров фундаментов.

В случаях, оговоренных в п. 5.1, выполняется расчет основания по несущей способности. После этого производится расчет и конструирование самого фундамента.

А. ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Определение размеров подошвы фундамента по заданному значению расчетного сопротивления грунта основания. Обычно вертикальная нагрузка на фундамент N_0 задается на уровне его обреза, который чаще всего практически совпадает с отметкой планировки. Тогда суммарное давление на основание на уровне подошвы фундамента будет:

$$p = N_0/A + \bar{\gamma}d, \quad (5.39)$$

где $\bar{\gamma}$ — среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах, принимаемое обычно равным 20 кН/м³; d и A — глубина заложения и площадь подошвы фундамента.

Если принять $p=R$, получим следующую формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента:

$$A = N_0/(R - \bar{\gamma}d). \quad (5.40)$$

Задавшись соотношением сторон подошвы фундамента $\eta=l/b$, получим:

$$b^2 = N_0/[\eta(R - \bar{\gamma}d)]. \quad (5.41)$$

Зная размеры фундамента, вычисляют его объем и вес N_f , а также вес грунта на его обрезах N_g и проверяют давление по подошве:

$$p = (N_0 + N_f + N_g)/(bl) \leq R. \quad (5.42)$$

Определение размеров подошвы фундамента при неизвестном значении расчетного сопротивления грунта основания. Как видно из формулы (5.29), расчетное сопротивление грунта основания зависит от неизвестных при проектировании размеров фундамента (глубины его заложения d и размеров в плане $b \times l$), поэтому обычно эти размеры определяются методом последовательных приближений. В качестве первого приближения принимают размеры фундамента по конструктивным соображениям или из условия (5.41), т. е. принимая $R=R_0$.

Однако необходимые размеры подошвы фундамента можно определить за один прием. Из формулы (5.41)

$$\eta b^2 (R - \bar{\gamma}d) - N_0 = 0,$$

а с учетом формулы (5.29) при $b < 10$ м (когда $k_z=1$)

$$\eta b^2 \left\{ \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] - \bar{\gamma}d \right\} - N_0 = 0. \quad (5.43)$$

Уравнение (5.43) приводится к виду:
для ленточного фундамента

$$a_0 b^2 + a_1 b = n_0 = 0; \quad (5.44)$$

для прямоугольного фундамента

$$a_0 \eta b^3 + a_1 \eta b^2 - N_0 = 0, \quad (5.45)$$

где

$$a_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} \gamma_{II}; \quad a_1 = \left\{ \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \times \right. \\ \left. \times [M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \right\} - \bar{\gamma} d; \\ n_0 = N_0 / b; \\ \eta = l / b.$$

Решение квадратного уравнения (5.44) производится обычным способом, а уравнения (5.45) — методом последовательного приближения или по стандартной программе.

После вычисления значения b с учетом модульности и унификации конструкций принимают размеры фундамента и проверяют давление по его подошве по формуле (5.42).

Пример 5.7. Определить ширину ленточного фундамента здания жесткой конструктивной схемы без подвала ($d_b = 0$). Отношение $L/H = 1,5$. Глубина заложения фундамента $d = 2$ м. Нагрузка на фундамент на уровне планировки $n_0 = 900$ кН/м. Грунт — глина с характеристиками, полученными при непосредственных испытаниях: $\varphi_{II} = 18^\circ$, $c_{II} = 40$ кПа, $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18$ кН/м³, $I_L = 0,45$.

Решение. По табл. 5.10 имеем: $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,1$; по табл. 5.11 при $\varphi_{II} = 18^\circ$ $M_{\gamma} = 0,43$; $M_q = 2,73$;

$M_c = 5,31$. Поскольку характеристики грунта приняты по испытаниям, $k = 1$.

Для определения ширины фундамента b предварительно вычисляем:

$$a_0 = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} 0,43 \cdot 18 = 10,22;$$

$$a_1 = 1,2 \cdot 1,1 (2,73 \cdot 2 \cdot 18 + 5,31 \cdot 40) - 20 \cdot 2 = 370,1.$$

Подставляя эти значения в формулу (5.44), получаем $10,22b^2 + 370,1b - 900 = 0$, откуда

$$b = \frac{-370,1 + \sqrt{370,1^2 + 4 \cdot 10,22 \cdot 900}}{2 \cdot 10,22} = 2,28 \text{ м.}$$

Принимаем $b = 2,4$ м.

Пример 5.8. Определить размеры столбчатого фундамента здания гибкой конструктивной схемы ($\gamma_{c2} = 1$). Соотношение сторон фундамента $\eta = l/b = 1,5$, нагрузка на него составляет: $N_0 = 4$ МН = 4000 кН. Грунтовые условия и глубина заложения те же, что и в предыдущем примере.

Решение. Вычисляем:

$$a_0 \eta = 1,2 \cdot 1 \cdot 0,43 \cdot 18 \cdot 1,5 = 13,93;$$

$$a_1 \eta = [1,2 \cdot 1 (2,73 \cdot 2 \cdot 18 + 5,31 \cdot 40) - 20 \cdot 2] 1,5 = 499,22.$$

Затем, подставляя в уравнение (5.45) полученные величины ($13,93b^3 + 499,22b^2 - 4000 = 0$) и решая его по стандартной программе, находим $b = 2,46$ м, тогда $l = 1,5b = 3,7$ м.

Принимаем фундамент с размерами подошвы $2,5 \times 3,7$ м.

Определение размеров подошвы фундамента при наличии слабого подстилающего слоя. При наличии в пределах сжимаемой толщи основания (на глубине z от подошвы фундамента) слоя грунта с худшими прочностны-

ми свойствами, чем у лежащего выше грунта, размеры фундамента необходимо назначать такими, чтобы обеспечивалось условие (5.35). Это условие сводится к определению суммарного вертикального напряжения от внешней нагрузки и от собственного веса лежащих выше слоев грунта ($\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$) и сравнению этого напряжения с расчетным сопротивлением слабого подстилающего грунта R применительно к условному фундаменту, подошва которого расположена на кровле слабого грунта.

Пример 5.9. Определить размеры столбчатого фундамента при следующих инженерно-геологических условиях (см. рис. 5.24). На площадке от поверхности до глубины 3,8 м залегают пески крупные средней плотности маловлажные, подстилаемые суглинками. Характеристики грунтов по данным испытаний: для песка $\varphi_{II} = 38^\circ$, $c_{II} = 0$, $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18$ кН/м³, $E = 40$ МПа; для суглинков $\varphi_{II} = 19^\circ$, $c_{II} = 11$ кПа, $\gamma_{II} = 17$ кН/м³, $E = 17$ МПа. Здание — гибкой конструктивной схемой без подвала ($d_b = 0$). Вертикальная нагрузка на фундамент на уровне поверхности грунта $N_0 = 4,7$ МН. Глубина заложения фундамента $d = 2$ м. Предварительные размеры подошвы фундамента приняты исходя из $R = 300$ кПа (табл. 5.13) равными 3×3 м.

Решение. По формуле (5.29) с учетом табл. 5.11 и 5.12 получаем:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1}{1} (2,11 \cdot 3 \cdot 18 + 9,44 \cdot 2 \cdot 17) = 1,4 \cdot 435 = 609 \text{ кПа.}$$

Для определения дополнительного вертикального напряжения от внешней нагрузки на кровле слабого грунта предварительно находим:

среднее давление под подошвой

$$p = N_0 / b^2 + \bar{\gamma} d = 4,7 \cdot 10^3 / 3^2 + 20 \cdot 2 = 520 + 40 = 560 \text{ кПа;}$$

дополнительное давление на уровне подошвы

$$p_0 = p - \gamma'_{II} d = 560 - 18 \cdot 2 = 524 \text{ кПа.}$$

По табл. 5.4 при $\xi = 2z/b = 2 \cdot 1,8/3 = 1,2$ коэффициент $\alpha = 0,606$. Тогда дополнительное вертикальное напряжение на кровле слабого слоя от нагрузки на фундамент будет:

$$\sigma_z = p_0 \alpha = 524 \cdot 0,606 = 317 \text{ МПа.}$$

Ширина условного фундамента составит:

$$b_z = \sqrt{(N_0 + \bar{\gamma} d b^2) / \sigma_{zp}} = \sqrt{(4700 + 20 \cdot 2 \cdot 3^2) / 317} = 4 \text{ м.}$$

Для условного фундамента на глубине $z = 1,8$ м при $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1$ расчетное сопротивление суглинков по формуле (5.29) будет:

$$R_z = 0,47 \cdot 4 \cdot 17 + 2,88 \cdot 3,8 \cdot 18 + 5,48 \cdot 11 = 30 + 196 +$$

$$+ 60 = 286 \text{ кПа.}$$

Вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта на глубине $z = 3,8$ м

$$\sigma_{zg} = 18 \cdot 3,8 = 62 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие (5.35):

$$315 + 62 = 377 > R_z = 286 \text{ кПа,}$$

т.е. условие (5.35) не удовлетворяется и требуется увеличить размеры фундамента. Расчет показал, что в данном случае необходимо принять $b = 3,9$ м.

Проектирование фундаментов из сборных плит. Для устройства фундаментов применяют плиты, прямоугольные в плане, и с угловыми вырезами (см. гл. 4). Фундаменты из этих плит проектируются ленточными или прерывистыми, последние с превышением или без превышения расчетного сопротивления основания.

При ленточных фундаментах, когда ширина плит совпадает с расчетной шириной, допускается замена прямоугольных плит плитами с угловыми вырезами. При прерывистых фундаментах расчетное сопротивление грунтов основания R определяется как для ленточных фундаментов с повышением значения R коэффициентом k_d , принимаемым по табл. 5.14.

Прерывистые фундаменты из плит прямоугольной формы и с угловыми вырезами не рекомендуется применять:

в грунтовых условиях II типа по просадочности;

при залегании под подошвой фундамента рыхлых песков;

при сейсмичности района 7 баллов или более; в этом случае нужно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты;

при залегании ниже подошвы фундамента пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$.

Прерывистые фундаменты с превышением расчетного сопротивления основания не рекомендуется устраивать:

в грунтовых условиях I типа по просадочности при отсутствии поверхностного уплотнения грунта в пределах деформируемой зоны;

при неравномерном напластовании грунтов или при значительном изменении сжимаемости грунта в пределах здания или сооружения;

при сейсмичности 6 баллов.

При совпадении расчетной ширины фундамента с шириной плит последние укладываются в виде непрерывной ленты. Это требование относится как к плитам прямоугольной формы, так и к плитам с угловыми вырезами. В этом случае расчетное сопротивление грунта основания R , вычисленное по формуле (5.29), может быть повышено в 1,2 раза, если расчетные деформации основания (при давлении, равном R) не превосходят 40% их предельного значения. При этом повышенное давление не должно вызывать деформации основания более 50% предельных и, кроме того, не превышать значение давления из условия расчета оснований по несущей способности.

При несовпадении расчетной ширины с шириной плиты проектируются прерывистые фундаменты. Для прерывистых фундаментов, проектируемых с превышением расчетного сопротивления основания, коэффициент k_d не должен превышать величин, приведенных в табл. 5.14, а для прямоугольной формы, кроме того, коэффициент k'_d не должен быть больше значений, приведенных в табл. 5.15.

ТАБЛИЦА 5.15. ЗНАЧЕНИЕ k'_d ДЛЯ ПРЕРЫВИСТОГО ФУНДАМЕНТА

Расчетная ширина ленточного фундамента, м	Ширина прерывистого фундамента, м	k'_d
1	1,2	1,09
1,1	1,2	1,1
1,3	1,4	1,07
1,5	1,6	1,11
1,7	2	1,18
1,8	2	1,17
1,9	2	1,09
2,1	2,4	1,18
2,2	2,4	1,13
2,3	2,4	1,1
2,5	2,8	1,17
2,6	2,8	1,13
2,7	2,8	1,12
2,9	3,2	1,15
3,0	3,2	1,13
3,1	3,2	1,1

В случае применения плит с угловыми вырезами в ленточных фундаментах и в прерывистых без превышения расчетного сопротивления основания допускается, чтобы фактическое давление на грунт превышало расчетное сопротивление основания на 15%, т. е. $k_d = 1,15$.

Осадка ленточных и прерывистых фундаментов рассчитывается как для сплошного ленточного фундамента на среднее давление, отнесенное к общей площади фундамента, включая промежутки между плитами и угловые вырезы.

Пример 5.10. Рассчитать фундамент под стену производственного здания без подвала.

1. Исходные данные: длина стены по оси A равна 40 м; толщина фундаментной стены 30 см; глубина заложения фундамента 2 м; площадка сложена глинистым грунтом, имеющим характеристики: $I_L = 0,3$, $e = 0,8$, $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $c_{II} = 35$ кПа, $R_0 = 317$ кПа, $\Phi_{II} = 16^\circ$; нагрузка на уровне верха фундамента $N = 856$ кН/м.

Решение. Предварительный размер подошвы фундамента $b = N/R_0 = 856/317 = 2,7$ м. Расчетное сопротивление грунта основания определяем по формуле (5.29):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,36 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 18 + 2,43 \cdot 2 \cdot 18 + 4,99 \cdot 35) = 349 \text{ кПа.}$$

Ширина фундамента $b_c = (N + N_1)/R = (856 + 114)/349 = 2,78$ (здесь $N_1 = 114$ кН/м — вес фундамента и грунта на его обрезе). Расчетная ширина фундамента практически совпадает с шириной блока, равной 2,8 м, поэтому применяем ленточный фундамент из плит с вырезами марки ФК 28-35Б*. Число плит $n = Lb_c/A_s = 40 \cdot 2,78/(2,8 \cdot 1,18) = 25$ шт. В этом случае расход бетона составляет 31,75 м³, а металла — 1,041 т.

При применении типовых плит по серии I.112-5 принимаем марку ФЛ 28.12-3. В этом случае расход бетона составляет 34,22 м³, а металла — 1,347 т (т. е. больше соответственно в 1,08 и 1,29 раза).

2. Исходные данные: длина стены того же здания, что и в п. 1, по оси B равна 40 м, нагрузка на уровне верха фундамента $N = 410$ кН/м, расчетное сопротивление грунта основания $R = 222$ кПа, расчетная ширина фундамента $b_c = (410 + 90)/222 = 2,25$ м (здесь $N_1 = 90$ кН/м), среднее давление $p = 222$ кПа.

Решение. Принимаем прерывистый фундамент из плит прямоугольной формы шириной 2,4 м. Коэффициент превышения расчетного сопротивления в этом случае $k'_d = 1,13$ (см. табл. 5.15), а коэффициент $k_d = 1,3$ (см. табл. 5.14). Число плит прямоугольной формы определяем по наименьшему из этих коэф-

фициентов. Площадь ленточного фундамента $A = 2,25 \cdot 40 = 90 \text{ м}^2$. Суммарная площадь прямоугольных плит в прерывистом фундаменте $A_b = 90/1,13 = 80 \text{ м}^2$. Число плит в прерывистом фундаменте

$$n = A_b / A_s, \quad (5.46)$$

Отсюда $n = 80/2,83 = 28$ шт. (площадь плиты $A_s = 2,8 \cdot 1,18 = 2,83 \text{ м}^2$).

Расстояние между плитами

$$l_b = (L - nl)/(n - 1), \quad (5.47)$$

где l — длина плиты.

Тогда $l = (40 - 28 \cdot 1,18)/(28 - 1) = 0,25 \text{ м}$.

Среднее давление по подошве плит $p_s = 500 \cdot 40 / (28 \cdot 2,83) = 253 \text{ кПа}$. Фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления $k_{df} = 253/222 = 1,139$. По этому давлению подбираем марку плиты по прочности. Принимаем марку ФЛ 24.12-2. Расход бетона составляет $31,86 \text{ м}^3$, а металла — $0,72 \text{ т}$.

Заменяем плиты прямоугольные плитами с угловыми вырезами марки ФК 24.12. Площадь плит с вырезами составляет $2,496 \text{ м}^2$. Фактический коэффициент превышения расчетного сопротивления основания $k_{df} = 286/222 = 1,29 < k_a = 1,3$ (если $k_{df} < k_a$, уменьшаем расстояние между плитами до расстояния, при котором выполняется условие $k_{df} = k_a$).

Для прерывистого фундамента применяем плиты с угловыми вырезами марки ФК 24.12-25В, рассчитанные на среднее давление по подошве $p = 250 \text{ кПа}$ (неуникальная способность указанных плит отвечает среднему давлению, отнесенному к площади плиты, вычисленной по внешним размерам с учетом площади вырезов). Расход бетона в этом случае составляет $29,7 \text{ м}^3$, а металла — $0,63 \text{ т}$. Таким образом, при устройстве прерывистых фундаментов из сплошных плит расход бетона больше в $1,07$, а металла — в $1,14$ раза.

3. Исходные данные: те же, что и в п. 2, но в основании грунты залегают неравномерно, с перепадом толщины слоев в пределах здания в 2 раза.

Решение. Применяем прерывистые фундаменты без превышения расчетного сопротивления основания. Расчетная ширина фундамента $b_c = 2,25 \text{ м}$. Плиты сплошные, прямоугольной формы, шириной $b_l = 2,4 \text{ м}$. Расстояние между плитами определяем по формуле

$$l_b = (b_l / b_c - 1) l. \quad (5.48)$$

Тогда

$$l_b = (2,4/2,25 - 1) 1,18 = 0,08 \text{ м}$$

Число плит в прерывистом фундаменте находим по формуле

$$n = (L + c) / (l + c) \quad (5.49)$$

и получаем:

$$n = (40 + 0,08) / (1,18 + 0,08) = 32 \text{ шт.}$$

Площадь прерывистого фундамента $A_b = 32 \cdot 2,4 \times 1,18 = 90,6 \text{ м}^2$. Среднее давление по подошве плит $p = 500 \cdot 40/90,6 = 221 \text{ кПа}$. Принимаем прямоугольные плиты марки ФЛ 24.12-2. Расход бетона на фундамент составляет $36,4 \text{ м}^3$, а металла — $0,83 \text{ т}$.

Вместо сплошных плит нужно применить плиты с вырезами марки ФК 24.12-25В*. В этом случае расход бетона составит 34 м^3 , а металла — $0,73 \text{ т}$, что меньше, чем при сплошных плитах, соответственно на 7 и 12 %.

При проектировании фундаментов необходимо учитывать следующее:

промежутки между плитами прерывистого фундамента должны быть заполнены песком или местным грунтом с трамбованием;

краевые давления при внецентренной нагрузке не должны превышать $1,2$ среднего давления по подошве;

при расчете осадок прерывистый фундамент из любых плит следует рассматривать

как непрерывный ленточный фундамент шириной, равной ширине прерывистого фундамента; давление по подошве плит, пересчитанное на нагрузки, принимаемые для расчетов по прочности, не должно превышать давления, на которое запроектирована конструкция плит.

Б. ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Размеры внецентренно нагруженных фундаментов определяются исходя из условий:

$$p \leq R; \quad (5.50)$$

$$p_{max} \leq 1,2R; \quad (5.51)$$

$$p_{max}^e \leq 1,5R, \quad (5.52)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента от нагрузок для расчета оснований по деформациям; p_{max} — максимальное крайнее давление под подошвой фундамента; p_{max}^e — то же, в угловой точке при действии моментов сил в двух направлениях; R — расчетное сопротивление грунта основания.

Максимальное и минимальное давления под краем фундамента мелкого заложения при действии момента сил относительно одной из главных осей инерции площади подошвы определяется по формуле

$$p_{max/min} = N/A \pm M_x y / I_x, \quad (5.53)$$

где N — суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, кН; A — площадь подошвы фундамента, м^2 ; M_x — момент сил относительно центра подошвы фундамента, кН·м; y — расстояние от главной оси инерции, перпендикулярной плоскости действия момента сил, до наиболее удаленных точек подошвы фундамента, м; I_x — момент инерции площади подошвы фундамента относительно той же оси, м^4 .

Для прямоугольных фундаментов формула (5.53) приводится к виду

$$p_{max/min} = N/A \pm M_x / W_x = (N/A) (1 \pm 6e_x / l), \quad (5.54)$$

где W_x — момент сопротивления подошвы, м^3 ; $e_x = M_x / N$ — эксцентриситет равнодействующей вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента, м; l — размер подошвы фундамента в направлении действия момента, м.

При действии моментов сил относительно обеих главных осей инерции давления в угловых точках подошвы фундамента определяется по формуле

$$p_{max/min}^e = N/A \pm M_x y / I_x \pm M_y x / I_y \quad (5.55)$$

или для прямоугольной подошвы

$$p_{max/min}^e = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right), \quad (5.56)$$

где M_x , M_y , I_x , I_y , e_x , e_y — моменты сил, моменты инерции подошвы эксцентриситеты и координаты рассматриваемой точки относительно соответствующих осей; l и b — размеры подошвы фундамента.

Условия (5.50)—(5.52) обычно проверяются для двух сочетаний нагрузок, соответствующих максимальным значениям нормальной силы или момента.

Относительный эксцентриситет вертикальной нагрузки на фундамент $e = e/l$ рекомендуется ограничивать следующими значениями:

$e_u = 1/10$ — для фундаментов под колонны производственных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше и открытых крановых эстакад с кранами грузоподъемностью более 15 т, для высоких сооружений (трубы, здания башенного типа и т. п.), а также во всех случаях, когда расчетное сопротивление грунтов основания $R < 150$ кПа;

$e_u = 1/6$ — для остальных производственных зданий с мостовыми кранами и открытых крановых эстакад;

$e_u = 1/4$ — для бескрановых зданий, а также производственных зданий с подвесным крановым оборудованием.

Форма эпюры контактных давлений под подошвой фундамента зависит от относительного эксцентриситета (рис. 5.25): при $e < 1/6$ —

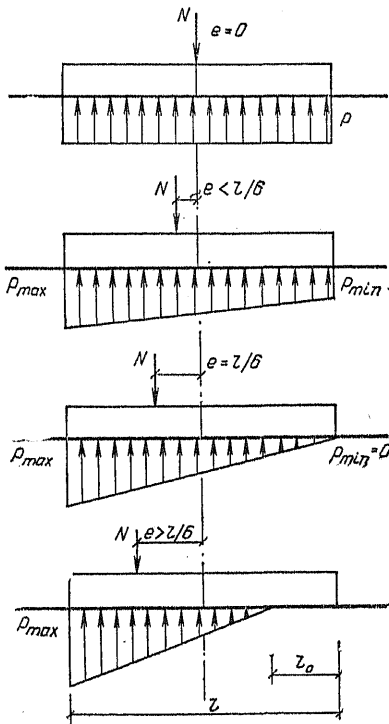


Рис. 5.25. Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии центральной и внецентренной нагрузки

трапециевидная (если $e = 1/10$, соотношение крайних давлений $p_{min}/p_{max} = 0,25$), при $e = 1/6$ — треугольная с нулевой ординатой у менее загруженной грани подошвы, при $e >$

$> 1/6$ — треугольная с нулевой ординатой в пределах подошвы, т. е. при этом происходит частичный отрыв подошвы.

В последнем случае максимальное краевое давление определяется по формуле

$$p_{max} = \frac{2N}{3bl_0}, \quad (5.57)$$

где b — ширина подошвы фундамента; $l_0 = l/2 - e$ — длина зоны отрыва подошвы (при $e = 1/4$, $l_0 = l/4$).

Следует отметить, что при отрыве подошвы крен фундамента нелинейно зависит от момента.

Распределение давлений по подошве фундаментов, имеющих относительное заглубление $\lambda = d/l > 1$, рекомендуется находить с учетом бокового отпора грунта, расположенного выше подошвы фундамента. При этом допускается применять расчетную схему основания, характеризующую коэффициентом постели (коэффициентом жесткости). В этом случае крайние давления под подошвой вычисляются по формуле

$$p_{max/min} = \frac{N}{A} \pm i_d \frac{l}{2} c_i, \quad (5.58)$$

где i_d — крен заглубленного фундамента; c_i — коэффициент неравномерного сжатия.

Пример 5.11. Определить размеры фундамента для здания гибкой конструктивной схемы без подвала, если вертикальная нагрузка на верхний обрез фундамента $N = 10$ МН, момент $M = 8$ МН·м, глубина заложения $d = 2$ м. Грунт — песок средней крупности со следующими характеристиками, полученными по испытаниям: $e = 0,52$; $\Phi_{II} = 37^\circ$; $c_{II} = 4$ кПа; $\gamma = 19,2$ кН/м³. Предельное значение относительного эксцентриситета $e_u = e/l = 1/6$.

Решение. По табл. 5.13 $R_0 = 500$ кПа. Предварительные размеры подошвы фундамента определим исходя из требуемой площади:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma d} = \frac{10\,000}{500 - 20 \cdot 2} = 21,7 \text{ м}^2.$$

Принимаем $b \cdot l = 4,2 \cdot 5,4$ м ($A = 22,68$ м²). Расчетное сопротивление грунта по формуле (5.29) $R = 752$ кПа. Максимальное давление под подошвой

$$p_{max} = \frac{N}{A} + \gamma d + \frac{M}{W} = \frac{10\,000}{22,68} + 20 \cdot 2 + \frac{8000 \cdot 6}{4,2 \cdot 5,4^2} = 440 + 40 + 390 = 870 \text{ кПа} < 1,2 R = 900 \text{ кПа}.$$

Эксцентриситет вертикальной нагрузки

$$e = \frac{M}{N + \gamma d A} = \frac{8000}{10\,000 + 20 \cdot 2 \cdot 22,68} = 0,733 \text{ м},$$

т. е. $e = e/l = 0,733/5,4 = 0,135 < e_u = 0,167$.

Таким образом, принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям, ограничивающим краевое давление и относительный эксцентриситет нагрузки.

5.5.4. Расчет деформаций основания

А. ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ

Определение осадки методом послойного суммирования. В методе послойного суммирования приняты следующие допущения:

осадка основания вызывается дополнительным давлением p_0 , равным полному давлению под подошвой фундамента p за вычетом вертикального нормального напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента: $p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ (при планировке срезкой принимается $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпки $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$, где γ' — удельный вес грунта, расположенного выше подошвы; d и d_n — глубина заложения фундамента от уровня планировки и природного рельефа);

распределение по глубине дополнительных вертикальных нормальных напряжений σ_{zp} от внешнего давления p_0 принимается по теории линейно-деформируемой среды как в однородном основании (см. п. 5.2);

при подсчете осадок основание делится на «элементарные» слои, сжатие которых определяется от дополнительного вертикального нормального напряжения σ_{zp} , действующего по оси фундамента в середине рассматриваемого слоя;

сжимаемая толщина основания ограничивается глубиной $z = H_c$, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}. \quad (5.59)$$

Если найденная по условию (5.59) нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

Осадка основания s методом послойного суммирования определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (5.60)$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8; $\sigma_{zp,i}$ — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; h_i и E_i — соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта; n — число слоев, на которое разбита сжимаемая толщина основания.

При этом распределение вертикальных нормальных напряжений по глубине основания принимается в соответствии со схемой, приведенной на рис. 5.26.

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения по вертикали, проходящей через центр рассматриваемого фундамента, на глубине z от его подошвы определяются:

σ_{zp} — от дополнительного давления p_0 под подошвой рассчитываемого фундамента [см. формулу (5.12)]; $\sigma_{zp,j}$ — от дополнительного давления p_{0j} под подошвой j -го влияющего

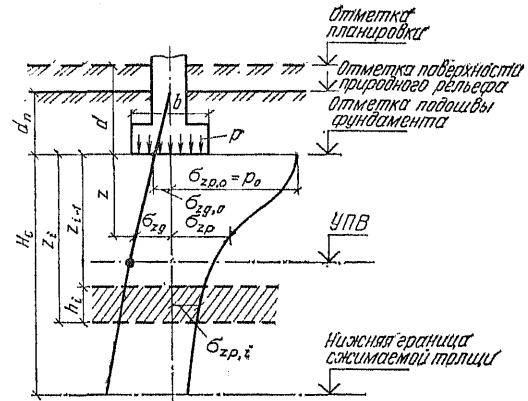


Рис. 5.26. Схема распределения вертикальных напряжений в основании при расчете осадок методом послойного суммирования

фундамента методом угловых точек по формуле (5.18).

Суммарное дополнительное напряжение по оси рассчитываемого фундамента с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов определяется по формуле (5.19).

Пример 5.12. Рассчитать осадку фундамента Ф-1 здания с гибкой конструктивной схемой с учетом влияния нагрузки на фундамент Ф-2 по условиям примера 5.2 (см. рис. 5.11) при следующих данных. С поверхности до глубины $h+h_1=6$ м залегает песок пылеватый со следующими характеристиками, принятыми по справочным таблицам (см. гл. 1): $\gamma_s=26,6$ кН/м³; $\gamma=17,8$ кН/м³; $w=0,14$; $e=0,67$; $c_{II}=4$ кПа; $\varphi_{II}=30^\circ$; $E=18\,000$ кПа. Ниже залегает песок мелкий с характеристиками: $\gamma_s=26,6$ кН/м³; $\gamma=19,9$ кН/м³; $w=0,21$; $e=0,62$; $c_{II}=2$ кПа; $\varphi_{II}=32^\circ$; $E=28\,000$ кПа. Уровень подземных вод находится на глубине 6,8 м от поверхности. Суммарная нагрузка на основание от каждого фундамента (с учетом его веса) $N=5,4$ МН.

Решение. По формуле (5.21) удельный вес песка мелкого с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb} = (26,6 - 10)/(1 + 0,62) = 10,2 \text{ кН/м}^3.$$

По табл. 5.11 находим: $\gamma_{c1}=1,2$ и $\gamma_{c2}=1$. По табл. 5.12 при $\varphi_{II}=30^\circ$ находим: $M_\gamma=1,15$; $M_q=5,59$; $M_c=7,95$. Поскольку характеристики грунта приняты по таблицам, $k=1,1$.

По формуле (5.29) получаем:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (1,15 \cdot 4 \cdot 17,8 + 5,59 \cdot 2 \cdot 17,8 + 7,95 \cdot 4) = 341 \text{ кПа}.$$

Среднее давление под подошвой

$$p = 5400/4^2 = 338 \text{ кПа} < R = 341 \text{ кПа};$$

дополнительное давление на основание

$$p_0 = p - \sigma'_{zg} = 338 - 17,8 \cdot 2 = 300 \text{ кПа}.$$

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в основании фундаментов Ф-1 и Ф-2 подсчитаны в примере 5.2, приведены в табл. 5.6 и показаны на рис. 5.11. Дополняем табл. 5.6 подсчетом напряжений от собственного веса грунтов σ_{zg} для определения нижней границы сжимаемой толщи (табл. 5.16).

Из табл. 5.16 видно, что нижняя граница сжимаемой толщи под фундаментом Ф-1 находится на глубине $z_1=8,0$ м (при учете нагрузки только на этот фундамент) и на глубине $z_2=8,8$ м (при учете влияния фундамента Ф-2).

ТАБЛИЦА 5.16. К ПРИМЕРУ 5.12

z, м	σ_{zp1}	σ_{zp2}	σ_{zp}	σ_{zg}	0,2 σ_{zg}	E
0	300	0	300	36	7	18 000
0,8	288	0	288	50	10	
1,6	240	0	240	64	13	
2,4	182	1	183	78	16	
3,2	135	2	137	93	19	
4,0	101	3	104	107	21	
4,8	77	4	81	123	25	28 000
5,6	60	5	65	131	26	
6,4	48	6	54	139	28	
7,2	39	6	45	147	29	
8,0	32	7	39	156	31	
8,8	27	7	34	164	33	

Примечание. Значения напряжений и модуля даны в кПа.

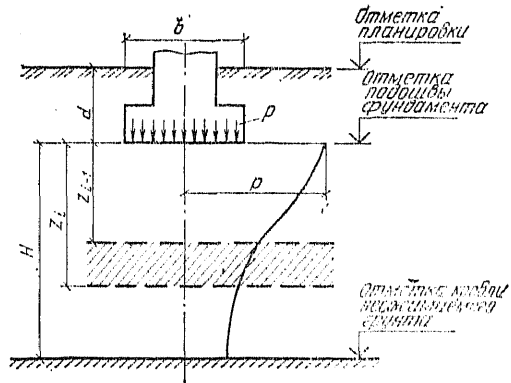


Рис. 5.27. К расчету осадок с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого слоя

Определяем осадку фундамента Ф-1 по формуле (5.60):
без учета влияния Ф-2

$$s = \beta \sum_{i=1}^{10} \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} = \beta \Delta h \sum_{i=1}^{10} \frac{\sigma_{zp,i}}{E_i} =$$

$$= 0,8 \cdot 0,8 \left(\frac{300 + 2 \cdot 288 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 182 + 2 \cdot 135 + 101}{2 \cdot 18\,000} + \right.$$

$$\left. + \frac{101 + 2 \cdot 77 + 2 \cdot 60 + 2 \cdot 48 + 2 \cdot 39 + 32}{2 \cdot 28\,000} \right) =$$

$$= 0,033 \text{ м} = 3,3 \text{ см:}$$

с учетом влияния Ф-2

$$s = 0,8 \cdot 0,8 \left(\frac{300 + 2 \cdot 288 + 2 \cdot 240 + 2 \cdot 182 + 2 \cdot 137 + 104}{2 \cdot 18\,000} + \right.$$

$$\left. + \frac{104 + 2 \cdot 81 + 2 \cdot 65 + 2 \cdot 54 + 2 \cdot 45 + 2 \cdot 39 + 34}{2 \cdot 28\,000} \right) =$$

$$= 0,035 \text{ м} = 3,5 \text{ см.}$$

Определение осадки основания с использованием схемы линейно-деформируемого слоя. Средняя осадка фундамента на слое конечной толщины (рис. 5.27) определяется по формуле [4]

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (5.61)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента; b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; k_c и k_m — коэффициенты, принимаемые по табл. 5.17 и 5.18; n — число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H ; k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по табл. 5.19 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошвы и кровли i -го слоя (соответственно $\zeta_i = 2z_i/b$ и $\zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b$); E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

Формула (5.61) служит для определения средней осадки основания, загруженного равномерно распределенной по ограниченной площади нагрузкой. Эту формулу допускается применять для определения осадки жестких фундаментов.

ТАБЛИЦА 5.17. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

k_c	
Относительная толщина слоя $\zeta' = 2H/b$	k_c
$0 < \zeta' < 0,5$	1,5
$0,5 < \zeta' < 1$	1,4
$1 < \zeta' < 2$	1,3
$2 < \zeta' < 3$	1,2
$3 < \zeta' < 5$	1,1
$\zeta' > 5$	1,0

ТАБЛИЦА 5.18. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

k_m		
Ширина фундамен-та, м	k_m при среднем значении E , МПа	
	<10	>10
$b > 10$	1	1
$10 < b \leq 15$	1	1,35
$b > 15$	1	1,5

Расчетная толщина линейно-деформируемого слоя H (см. рис. 5.27) принимается до кровли малосжимаемого грунта (см. п. 5.1), а при ширине (диаметре) фундамента $b \geq 10$ м и среднем значении модуля деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi b) k_p, \quad (5.62)$$

где H_0 и ψ — принимаются соответственно равными для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами 9 м и 0,15, а сложенных песчаными грунтами 6 м и 0,1; k_p — фундамент, принимаемый: $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p = 100$ кПа; $k_p = 1,2$ при $p = 500$ кПа; при промежуточных значениях — по интерполяции.

Если основание сложено и пылевато-глинистыми, и песчаными грунтами, значение H определяется по формуле

$$H = H_s + k_p h_{cl}/3, \quad (5.63)$$

где H_s — толщина слоя, вычисленная по формуле (5.62) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами; h_{cl} — суммарная толщина

ТАБЛИЦА 5.19. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА k

$\xi = 2z/b$	k для фундаментов							ленточных ($\eta > 10$)
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						
		1	1,4	1,8	2,4	3,2		
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,389	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,559	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,834	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примечание. При промежуточных значениях ξ и η коэффициент k определяется по интерполяции.

слоев пылевато-глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины H_{cl} , равной значению H , вычисленному по формуле (5.62) в предположении, что основание сложено только пылевато-глинистыми грунтами.

Значение H , найденное по формулам (5.62) и (5.63), должно быть увеличено на толщину слоя грунта с модулем деформации $E < 10$ МПа, если этот слой расположен ниже H и толщина его не превышает $0,2H$. При большей толщине слоя такого грунта, а также если лежащие выше слои имеют модуль деформации $E < 10$ МПа, расчет деформаций основания выполняется по расчетной схеме линейно-деформируемого полупространства.

Пример 5.13. Определить среднюю осадку фундаментной плиты размером 20×100 м при среднем давлении по подошве $p = 0,3$ МПа, если плита опирается на слой песка толщиной 5 м с модулем деформации $E = 30$ МПа, который подстилается моренным суглинком, имеющим $E = 40$ МПа.

Решение. Расчетную толщину слоя определяем по формуле (5.62) для двух случаев: основание сложено только песчаными и только пылевато-глинистыми грунтами (при $p = 0,3$ МПа коэффициент $k_p = 1$):

$$H_s = 6 + 0,1 \cdot 20 = 8 \text{ м};$$

$$H_{cl} = 9 + 0,15 \cdot 20 = 12 \text{ м};$$

$$h_{cl} = 12 - 5 = 7 \text{ м}.$$

Тогда по формуле (5.63)

$$H = 8 + 7/3 = 10,3 \text{ м} \approx 10 \text{ м}.$$

При $\xi = 2 \cdot 10/20 = 1$ по табл. 5.17 $k_c = 1,4$; при $E > 10$ МПа и $b > 15$ м по табл. 5.18 коэффициент $k_m = 1,5$.

Определяем коэффициенты k_i по табл. 5.19, учитывая, что $\eta = 100/20 = 5$:

$$\text{при } \xi_1 = 2 \cdot 5/20 = 0,5 \cdot k_1 = 0,125$$

$$\text{при } \xi_2 = 2 \cdot 10/20 = 1,0 \cdot k_2 = 0,250$$

Тогда по формуле (5.61)

$$s = \frac{0,3 \cdot 20 \cdot 1,4}{1,5} \left(\frac{0,125 - 0}{30} + \frac{0,25 - 0,125}{40} \right) = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см}.$$

Осадки центра, середины сторон и угловых точек прямоугольной площади размером $b \times l$ при действии на нее равномерного давления p определяются по формуле [2]:

$$s = \frac{pb}{k_m E} k', \quad (5.64)$$

где E — модуль деформации грунта основания, принимаемый средним в пределах сжимаемой толщи; $k' = k_0$ — коэффициент, принимаемый по табл. 5.20 для центра прямоугольника; $k' = k_1$ — то же, для середины большей стороны; $k' = k_2$ — то же, для середины меньшей стороны; $k' = k_3$ — то же, для угловой точки.

Осадки поверхности основания при действии на него равномерного давления p по круглой площадке радиусом r на расстоянии R от центра этой площадки также можно определить по формуле (5.64), в которой коэффициент $k' = k_r$ принимается по табл. 5.21 [2]. Указанным способом допускается определять осадки поверхности основания за пределами жесткого круглого фундамента.

Влияние на осадку рассчитываемого фундамента других фундаментов, нагрузок на полы и т. п. может быть оценено по формуле (5.64) с использованием схемы фиктивных фундаментов аналогично определению напряжений в основании методом угловых точек либо с помощью ЭВМ по стандартной программе. Дополнительную осадку рассчитываемого фундамента от влияния других фундаментов допускается принимать равной дополнительной осадке его центра.

ТАБЛИЦА 5.20. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ k_0, k_1, k_2, k_3

η	$\zeta' = 2H/b$	k_0	k_1	k_2	k_3	η	$\zeta' = 2H/b$	k_0	k_1	k_2	k_3
1	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024	3	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024
	0,5	0,236	0,109	0,109	0,056		0,5	0,227	0,109	0,107	0,056
	1	0,464	0,236	0,236	0,115		1	0,464	0,227	0,225	0,115
	2	0,701	0,436	0,436	0,231		2	0,801	0,464	0,400	0,231
	3	0,801	0,482	0,482	0,305		3	1,019	0,655	0,510	0,325
	5	0,892	0,564	0,564	0,380		5	1,238	0,855	0,656	0,460
	7	0,928	0,601	0,601	0,416		7	1,338	0,955	0,742	0,545
10	0,955	0,628	0,628	0,444	10	1,420	1,037	0,815	0,617		
1,5	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024	5	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024
	0,5	0,227	0,109	0,108	0,056		0,5	0,227	0,109	0,107	0,056
	1	0,464	0,236	0,231	0,115		1	0,464	0,227	0,225	0,115
	2	0,773	0,446	0,404	0,231		2	0,801	0,464	0,400	0,231
	3	0,910	0,564	0,508	0,323		3	1,028	0,655	0,511	0,326
	5	1,037	0,682	0,617	0,426		5	1,310	0,919	0,656	0,462
	7	1,092	0,737	0,669	0,478		7	1,456	1,065	0,752	0,555
10	1,137	0,783	0,712	0,518	10	1,592	1,192	0,852	0,652		
2	0,2	0,091	0,045	0,044	0,024	10	0,2	0,091	0,045	0,045	0,024
	0,5	0,227	0,109	0,107	0,056		0,5	0,227	0,109	0,107	0,056
	1	0,464	0,227	0,225	0,115		1	0,464	0,227	0,225	0,115
	2	0,792	0,464	0,403	0,231		2	0,801	0,464	0,400	0,231
	3	0,974	0,610	0,514	0,324		3	1,028	0,655	0,511	0,326
	5	1,128	0,755	0,641	0,448		5	1,319	0,928	0,658	0,463
	7	1,201	0,837	0,708	0,512		7	1,492	1,110	0,756	0,558
10	1,265	0,883	0,762	0,565	10	1,702	1,310	0,858	0,659		

ТАБЛИЦА 5.21. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА k_r

$\zeta' = \frac{H}{r}$	k_r при $\rho = R/r$											
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,12	0,12	0,12	0,12	0,05	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,24	0,24	0,23	0,22	0,11	0,01	0	0	0	0	0	0
0,75	0,35	0,35	0,34	0,29	0,16	0,03	0,01	0	0	0	0	0
1	0,45	0,44	0,42	0,35	0,21	0,07	0,02	0	0	0	0	0
1,5	0,58	0,57	0,53	0,45	0,28	0,13	0,07	0,02	0	0	0	0
2	0,65	0,64	0,60	0,52	0,34	0,17	0,10	0,04	0,01	0	0	0
3	0,74	0,73	0,68	0,59	0,41	0,23	0,16	0,08	0,04	0,02	0	0
5	0,81	0,79	0,74	0,66	0,47	0,30	0,22	0,13	0,09	0,06	0,02	0,01
7	0,84	0,82	0,77	0,69	0,50	0,33	0,24	0,15	0,11	0,08	0,04	0,02
10	0,85	0,83	0,79	0,71	0,52	0,35	0,27	0,18	0,13	0,10	0,06	0,04
∞	0,91	0,89	0,84	0,76	0,58	0,40	0,32	0,23	0,18	0,15	0,11	0,09

ТАБЛИЦА 5.22. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ω

Форма загруженной площади	η	ω для определения			
		осадки равномерно загруженной площади			осадки абсолютного жесткого фундамента ω_{const}
		в угловой точке ω_c	в центре ω_0	средней ω_m	
Прямоугольная	1		1,12	0,95	0,88
	1,5		1,36	1,15	1,08
	2		1,53	1,30	1,22
	3		1,78	1,53	1,44
	4		1,96	1,70	1,61
	5	0,5 ω_0	2,10	1,83	1,72
	6		2,23	1,96	1,83
	7		2,33	2,04	1,92
	8		2,42	2,12	2,00
	9		2,49	2,19	2,06
10		2,53	2,25	2,12	
Круглая	—	0,64	1,00	0,85	0,79

Определение осадки путем непосредственного применения теории линейно-деформируемой среды. Для предварительной оценки осадок фундаментов допускается пользоваться формулой

$$s = pb\omega(1 - \nu^2)/E, \quad (5.65)$$

где ω — коэффициент, принимаемый по табл. 5.22; ν — коэффициент Пуассона.

Во всех случаях формула (5.65) приводит к преувеличению расчетных осадок (по сравнению с методами, рекомендуемыми нормами). Достаточно удовлетворительные результаты эта формула дает при ширине фундамента $b \ll 2m$ и соотношении сторон $\eta = l/b < 10$.

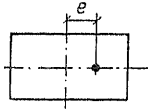
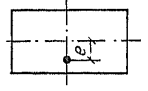
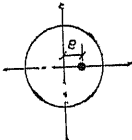
Б. КРЕН ФУНДАМЕНТОВ

При действии внецентренной нагрузки крен фундамента определяется по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} k_e \frac{Ne}{(a/2)^3}, \quad (5.66)$$

где E и ν — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания (при неоднородном основа-

ТАБЛИЦА 5.23. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА k_e

Форма фундамента и направление действия момента	η	k_e при $\xi' = 2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
Прямоугольная с моментом вдоль большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
То же, вдоль меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
Круглая 	—	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Примечание. При использовании расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства коэффициент k_e принимается по графе, соответствующей $\xi' = \infty$.

ни значения E и ν принимаются средними в пределах сжимаемой толщи); k_e — коэффициент, принимаемый по табл. 5.23; N — вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент на уровне его подошвы; e — эксцентриситет; a — диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент, для фундаментов с подошвой в форме правильного прямоугольника $a = \sqrt{A/\pi}$ (здесь A — площадь многоугольника); k_m — коэффициент, учитываемый при расчете крена фундаментов по схеме линейно-деформируемого слоя при $a > 10$ м и $E > 10$ МПа и принимаемый по табл. 5.19.

Коэффициент Пуассона ν принимается по табл. 1.15.

Средние (в пределах сжимаемой толщи H_c или толщины слоя H) значения модуля деформации и коэффициента Пуассона грунтов основания \bar{E} и $\bar{\nu}$ определяются по формулам:

$$\bar{E} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}; \quad (5.67)$$

$$\bar{\nu} = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n \nu_i h_i, \quad (5.68)$$

где A_i — площадь эпюры вертикальных напряжений по оси фундамента от единичного давления под подошвой в пределах i -го слоя грунта; для схемы полупространства допускается принимать $A_i = \sigma_{zp,i} h_i$ [см. формулу (5.60)], для схемы слоя $A_i = k_i - k_{i-1}$ [см. формулу (5.61)]; E_i , ν_i , h_i — модуль деформации, коэффициент Пуассона и толщина i -го слоя грунта; n — число слоев, отличающихся значениями E и ν .

Крен фундаментов, вызванный влиянием соседних фундаментов и других нагрузок (например, нагрузок на полы), а также неоднородностью грунтов основания, определяется по формуле

$$i_n = (s_1 - s_2)/L, \quad (5.69)$$

где s_1 и s_2 — осадки средин противоположных сторон фундамента; L — расстояние между рассматриваемыми точками.

При определении крена сооружений с высоко расположенным центром тяжести необходимо учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной составляющей нагрузки из-за наклона этих сооружений. Для высоких сооружений конечной жесткости, кроме того, рекомендуется учитывать увеличение указанного эксцентриситета за счет податливости надфундаментной конструкции.

Крен высоких жестких сооружений на неоднородном основании определяется по формуле

$$i_h = (i \pm i_n)/(1 - i' Nh^*), \quad (5.70)$$

где i — крен низкого сооружения (т. е. такого, равнодействующую всех нагрузок на которое можно считать приложенной на уровне его подошвы), определяемый по формуле (5.66); $i' = i/M$ — то же, от единичного момента; N — вертикальная составляющая всех нагрузок на основание; h^* — высота от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей.

Пример 5.14. Требуется рассчитать осадку и крен фундаментной плиты силового корпуса, состоящего из четырех заблокированных железобетонных банок. Инженерно-геологический разрез участка и план фундаментной плиты показаны на рис. 5.28, физико-ме-

ТАБЛИЦА 5.24. К ПРИМЕРУ 5.14

Номер слоя	Грунт	Толщина слоя, м	γ_{II}' , кН/м ³	e	S_r	I_L	c_{II}' , кПа	φ_{II}' , °	E_s , МПа	ν
1	Песок мелкий	3,5—4,5	18,7	0,70	0,75	—	2	30	22	0,3
2	Суглинок мягкопластичный	1,0—3,5	19,6	0,70	0,89	0,60	21	18	15	0,35
3	Суглинок моренный	8,5—10	20,7	0,55	0,90	0,40	30	22	40	0,35
4	Песок пылеватый	>2	19,9	0,56	0,80	—	6	34	28	0,3

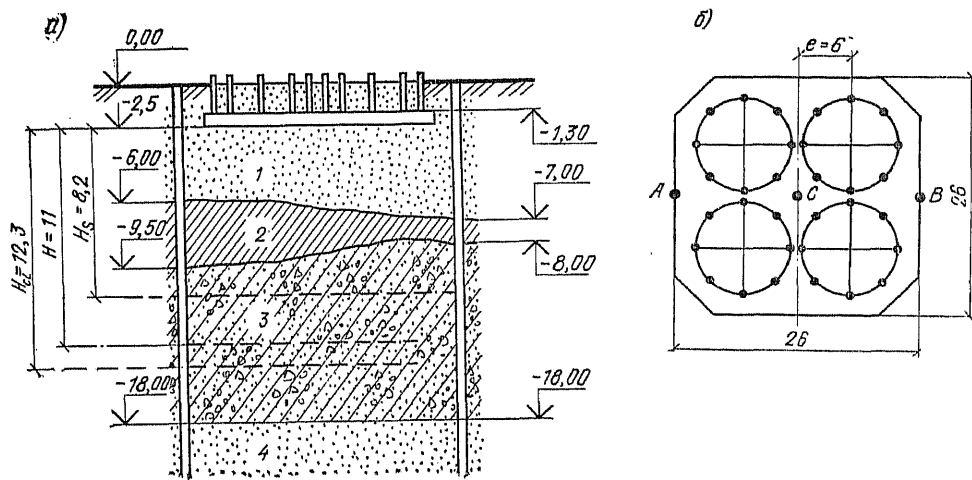


Рис. 5.28. Геологический разрез участка а и план фундаментной плиты б
1 — песок мелкий; 2 — суглинок мягкопластичный; 3 — суглинок моренный; 4 — песок пылеватый

хапические характеристики грунтов, полученные в результате изысканий, приведены в табл. 5.24.

Расчетные нагрузки на основание (для расчета его по деформациям): постоянная от собственного веса всего сооружения, включая фундаментную плиту, $G=44,2$ МН, временная от загрузки одной силосной банки $N_{v1}=27$ МН, момент от ветровой нагрузки $M_w=46$ МН·м. Толщина фундаментной плиты 1,2 м, глубина ее заложения $d_1=d=2,5$ м, размеры в плане 26×26 м, толщина слоя грунта обратной засышки (сверху плиты) $d_{bf}=1,3$ м.

Решение. Находим среднее давление на основание при полной загрузке силоса с учетом веса грунта обратной засышки

$$p = (G + 4N_{v1})/A + \gamma_{II}' d_{bf} = \\ = (44\,200 + 4 \cdot 27\,000)/26^2 + 18,7 \cdot 1,3 = 225 + 24 = \\ = 249 \text{ кПа} \approx 250 \text{ кПа.}$$

Для определения расчетного сопротивления грунта основания предварительно вычисляем толщину зоны, в пределах которой необходимо производить средние прочностных характеристик (см. п. 5.5.2):

$$z_m = t + 0,1b = 4 + 0,1 \cdot 26 = 6,6 \text{ м,}$$

что несколько больше средней суммарной толщины слоев 1 и 2 (6,25 м), но меньше суммарной толщины этих слоев под западным краем плиты (7 м). Поэтому для осреднения характеристик принимаем толщину слоя 1 $h_1=4$ м и толщину слоя 2 $h_2=2,6$ м.

Находим:

$$\bar{\varphi}_{II} = \frac{(30 \cdot 4 + 18 \cdot 2,6)}{6,6} \approx 25^\circ;$$

$$\bar{c}_{II} = \frac{(2,4 + 21 \cdot 2,6)}{6,6} \approx 9 \text{ кПа;}$$

$$\bar{\gamma}_{II}' = \frac{(18,7 \cdot 4 + 19,6 \cdot 2,6)}{6,6} \approx 19 \text{ кН/м}^3.$$

При $\bar{\varphi}_{II}=25^\circ$ имеем: $M_\gamma=0,78$, $M_q=4,11$, $M_c=6,67$; для слоя 1 $\gamma_{c1}=\gamma_{c2}=1,3$, для слоя 2 $\gamma_{c1}=1,1$ и $\gamma_{c2}=1,0$. Осредняем эти коэффициенты аналогично тому, как это сделано в отношении φ и c :

$$\bar{\gamma}_{c1} = \frac{(1,3 \cdot 4 + 1,1 \cdot 2,6)}{6,6} = 1,22;$$

$$\bar{\gamma}_{c2} = \frac{(1,3 \cdot 4 + 1 \cdot 2,6)}{6,6} = 1,18.$$

Вычисляем коэффициент k_2 :

$$k_2 = 8/26 + 0,2 = 0,51.$$

Поскольку подвал в данном сооружении отсутствует ($d_b=0$), формула (5.29) для определения расчетного сопротивления грунта основания принимает вид

$$R = \frac{\bar{\gamma}_{c1} \bar{\gamma}_{c2}}{k} (M_\gamma k_2 \bar{\varphi}_{II} + M_q d_1 \bar{\gamma}_{II}' + M_c \bar{c}_{II}).$$

Вычисление по этой формуле дает:

$$R = \frac{1,22 \cdot 1,18}{1} (0,78 \cdot 0,51 \cdot 26 \cdot 19 + 4,11 \cdot 2,5 \cdot 18,7 + \\ + 6,67 \cdot 9) = 1,44 (196 + 192 + 60) = 1,44 \cdot 448 \approx 645 \text{ кПа,}$$

т. е. R намного больше $p=250$ кПа.

Давление под краем фундаментной плиты при загрузке двух силосных банок

$$p_e = \gamma_{II}' d_{bf} + (G + 2N_{v1})/A + 2N_{v1} e/W + M_w/W = \\ = 18,7 \cdot 1,3 + \frac{(44\,200 + 2 \cdot 27\,000)}{26^2} + \\ + \frac{2 \cdot 27\,000 \cdot 0,6}{26^3} + \frac{46\,000 \cdot 6}{26^3} = 24 + 145 + 111 + 16 \approx \\ \approx 300 \text{ кПа} < 1,2R; \quad 300 \text{ кПа} < 774 \text{ кПа.}$$

Проверяем давление на кровлю слоя 2, располо-

женного на глубине $z=4$ м от подошвы фундамента. При $\eta=1$ и $\zeta=2 \cdot 4/26=0,31$ находим: $\alpha=0,97$. Вертикальные напряжения в грунте на глубине $z=4$ м составляют:

от внешней нагрузки

$$\sigma_{zp} = \alpha p = 0,97 \cdot 250 = 242 \text{ кПа};$$

от собственного веса грунта

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II} (d_1 + z) = 18,7 (2,5 + 4) = 122 \text{ кПа}.$$

Суммарное вертикальное напряжение будет:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 242 + 122 = 364 \text{ кПа}.$$

По формуле (5.38) определяем ширину условного фундамента b_z на кровле слоя 2:

$$b_z = \sqrt{p^2 / \sigma_{zp}} = \sqrt{250 \cdot 26^2 / 242} = 26,4 \text{ м}.$$

При $\varphi_{II} = 18^\circ$ имеем: $M_\gamma = 0,43$; $M_q = 2,73$; $M_c = 5,31$; $\gamma_{c1} = 1,1$ и $\gamma_{c2} = 1,0$.

Тогда

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,43 \cdot 0,51 \cdot 26,4 \cdot 19,6 + 2,73 \cdot 6,5 \cdot 18,7 + 5,31 \times \\ \times 21) = 1,1 (113 + 332 + 112) = 1,1 \cdot 557 = 613 \text{ кПа} > \\ > 364 \text{ кПа}.$$

Поскольку ширина фундаментной плиты $b > 10$ м и основание сложено грунтами с модулем деформации $E > 10$ МПа, для расчета деформаций основания используем расчетную схему линейно-деформируемого слоя.

Определим толщину линейно-деформируемого слоя H . При давлении $p=250$ кПа коэффициент $k_p = 0,95$. Учитывая, что основание неоднородно, получим:

$$H_s = (6 + 0,1 \cdot 26) \cdot 0,95 = 8,2 \text{ м};$$

$$H_{cl} = 1,5 H_s = 12,3 \text{ м}.$$

Суммарная толщина слоев пылевато-глинистых грунтов в пределах толщи, равной H_{cl} , составляет $k_{cl} = 12,3 - 4 = 8,3$ м. Тогда

$$H = 8,2 + 8,3/3 = 8,2 + 2,8 = 11 \text{ м}.$$

Для определения средней осадки плиты предварительно находим коэффициенты k_c , k_m и k_i .

При $\zeta' = 2 \cdot 11/26 = 0,85$ коэффициент $k_c = 1,4$; при $b = 26$ м и $E > 10$ МПа коэффициент $k_m = 1,5$.

Коэффициенты k_i определяем при $\eta = l/b = 1$ выполняя интерполяцию в зависимости от значений $\zeta_i = 2z_i/b$. Результаты сводим в табл. 5.25, в которой значения z_i и соответствующие им значения ζ_i и k_i относятся к вертикалям, проходящим через центр (точка С) и середины западной и восточной сторон (точки А и В) плиты (см. рис. 5.28, б).

Средняя осадка плиты по формуле (5.61) при давлении $p=250$ кПа $= 0,25$ МПа:

ТАБЛИЦА 5.25. К ПРИМЕРУ 5.14

Номер слоя	Точка	z_i , м	ζ_i	k_i
1	А	3,5	0,27	0,068
	В	4,5	0,35	0,088
	С	4,0	0,31	0,078
2	А	7,0	0,54	0,135
	В	5,5	0,42	0,105
	С	6,25	0,48	0,120
3	А	11	0,85	0,213
	В	11	0,85	0,213
	С	11	0,85	0,213

$$s = \frac{0,25 \cdot 26 \cdot 1,4}{1,5} \left(\frac{0,078}{22} + \frac{0,120 - 0,078}{15} + \right. \\ \left. + \frac{0,213 - 0,120}{40} \right) = 6,07 \cdot 0,00867 = 0,053 \text{ м} = 5,3 \text{ см},$$

что существенно меньше предельного значения средней осадки, равной $s_u = 40$ см.

Для определения крена плиты необходимо рассматривать силовой корпус в целом как сооружение с высоко расположенным центром тяжести и учитывать увеличение эксцентриситета вертикальной нагрузки из-за наклона сооружения.

Предварительно вычисляем средние (в пределах слоя толщиной $H=11$ м) значения модуля деформации и коэффициента Пуассона грунта основания.

Принимая во внимание, что $\sum_{i=1}^3 (k_i - k_{i-1}) = k_3 = 0,213$, а значение $\sum_{i=1}^3 [(k_i - k_{i-1})/E_i]$ уже вычислено при определении средней осадки (эта сумма равна $0,00867$ МПа $^{-1}$), по формулам (5.67) и (5.68) получаем:

$$\bar{E} = \frac{0,213}{0,00867} = 24,6 \text{ МПа};$$

$$\bar{\nu} = \frac{1}{11} (0,3 \cdot 4 + 0,35 \cdot 7) = 0,33.$$

Вычисляем крен фундамента (без учета увеличения эксцентриситета при наклоне сооружения) от внецентренной вертикальной нагрузки (заполнения двух силовых банок) и ветровой нагрузки. По табл. 5.23 при $\zeta' = 0,85$ и $\eta = 1$ находим $k_e = 0,37$. Тогда по формуле (5.66)

$$i = \frac{1 - 0,33^2}{24,6} \cdot 0,37 \frac{2 \cdot 27 \cdot 6 + 46}{13^3} = 6,1 \cdot 10^{-6} \cdot 370 = 0,0023$$

(здесь попутно вычислено значение $i_1 = 6,1 \cdot 10^{-6}$, которое потребуется в дальнейших расчетах).

Крен фундамента, вызванный неоднородностью основания, определяем как отношение разности осадок противоположных сторон фундамента к его ширине.

Вычисляем средние значения модулей деформации грунта для вертикалей, проходящих через точки А и В фундаментной плиты, пользуясь полученными ранее значениями k_i (см. табл. 5.25):

$$\bar{E}_A = \frac{0,213}{\frac{0,068}{22} + \frac{0,135 - 0,068}{15} + \frac{0,213 - 0,135}{40}} = \\ = 22,4 \text{ МПа}$$

$$\bar{E}_B = \frac{0,213}{\frac{0,088}{22} + \frac{0,105 - 0,088}{15} + \frac{0,213 - 0,105}{40}} = \\ = 27,2 \text{ МПа}.$$

Поскольку силовой корпус — сооружение жесткое, осадки его краев определяем по формуле

$$s = \frac{pbk_c k_3}{k_m \bar{E}}.$$

Тогда осадки в точках А и В будут:

$$s_A = \frac{0,25 \cdot 26 \cdot 1,4 \cdot 0,213}{1,5 \cdot 22,4} = 0,058 \text{ м} = 5,8 \text{ см};$$

$$s_B = \frac{0,25 \cdot 26 \cdot 1,4 \cdot 0,213}{1,5 \cdot 27,2} = 0,048 \text{ м} = 4,8 \text{ см}.$$

Крен фундамента, вызванный неоднородностью основания, находим из выражения (5.69):

$$i_n = \frac{(0,058 - 0,048)}{26} = 0,0004.$$

Расстояние H_R от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей вертикальных нагрузок, определенное как отношение статического момента этих нагрузок относительно подошвы фундамента к их сумме, равно 22,4 м.

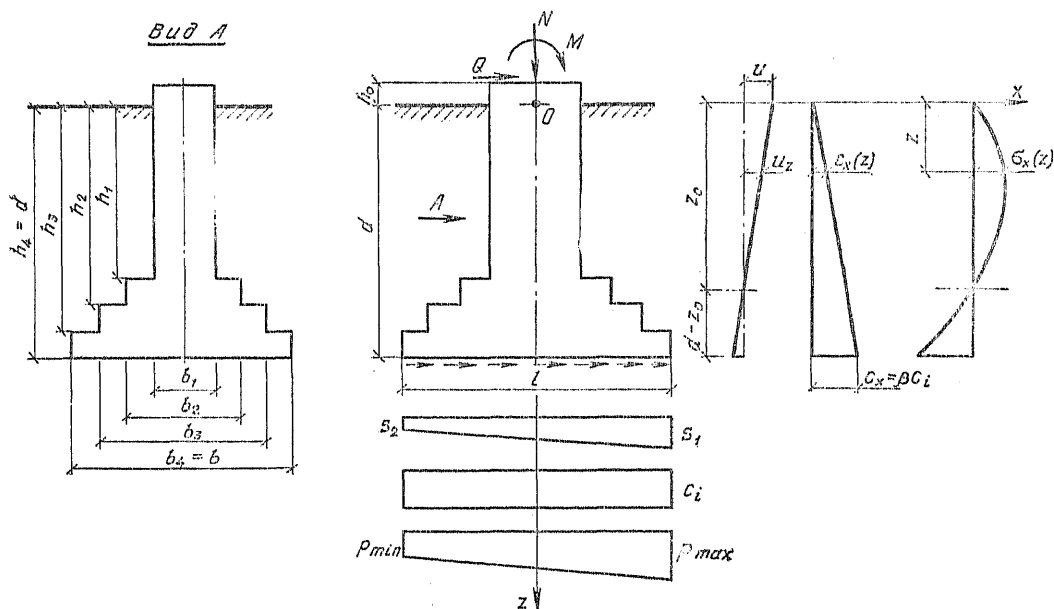


Рис. 5.29. К расчету внецентренно нагруженного фундамента с учетом его упругого защемления в грунте

Суммарная вертикальная нагрузка на основание при заполнении двух силосных банок

$$N = G + 2N_{D1} + \gamma_{II} d_{bf} A = 44,2 + 2 \cdot 27 + 0,0187 \cdot 1,3 \cdot 26^2 = 114,6 \text{ МН.}$$

Крен силосного корпуса с учетом внецентренного его нагружения, неоднородности основания и изменения эксцентриситета нагрузки при наклоне сооружения по формуле (5.70)

$$i_h = \frac{0,0023 + 0,0004}{1 - 6,1 \cdot 10^{-6} \cdot 114,6 \cdot 22,4} = \frac{0,0027}{0,984} = 0,00274,$$

что меньше предельного значения крена для рассматриваемого сооружения.

Крен фундамента, упруго защемленного в грунте (имеющего относительное заглубление $\lambda = d/l > 1$), рекомендуется определять с использованием расчетной схемы основания (рис. 5.29), характеризуемой коэффициентами неравномерного сжатия в вертикальном направлении под подошвой фундамента c_i , неравномерного сжатия в горизонтальном направлении c_x и сдвига в плоскости подошвы c_τ .

Коэффициент c_i , МПа/м³, определяется по формуле

$$c_i = M / (k_\lambda i l), \quad (5.71)$$

где M — момент, действующий на верхний обрез фундамента, МН·м; i — крен фундамента без учета его заглубления, определяемый по формуле (5.66); l — момент инерции подошвы фундамента, м⁴; k_λ — коэффициент, принимаемый равным $k_\lambda = 1 - 0,1\lambda$ при $\lambda \leq 2$ и $k_\lambda = 0,8$ при $\lambda > 2$ (здесь $\lambda = d/l$ — относительное заглубление фундамента); для фундаментов промзданий, оборудованных мостовыми и (или) подвесными кранами, принимается $k_\lambda = 1$, а при расчете

крена фундаментов опор открытых крановых эстакад: для песков и супесей $k_\lambda = 1,5$, суглинков $k_\lambda = 1,2$, глин $k_\lambda = 1,1$.

Значение c_τ допускается принимать равным $c_\tau = 0,35c_i$.

Коэффициент c_x принимается линейно возрастающим с глубиной: $c_x = 0$ при $z = 0$ и $c_x = \beta c_i$ при $z = d$ (см. рис. 5.29), т. е.

$$c_x(z) = \beta c_i z / d, \quad (5.72)$$

где β — коэффициент, зависящий от степени уплотнения грунта обратной засыпкой, т. е. отношения ρ'_d / ρ_d (плотности в сухом состоянии грунта обратной засыпки к соответствующей характеристике грунта природного сложения):

ρ'_d / ρ_d	1,00	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90
β	1,00	0,88	0,76	0,64	0,50	0,40

Крен фундамента i_d с учетом его защемления в грунте определяется по формуле

$$i_d = \frac{M_1 (A_0 + c_\tau A) + Q (S_0 + c_\tau dA)}{(A_0 + c_\tau A)(I_0 + c_i l + c_\tau d^2 A) - (S_0 + c_\tau dA)^2}, \quad (5.73)$$

а глубина, на которой расположен центр его поворота, — по уравнению

$$z_0 = \frac{M_1 (S_0 + c_\tau dA) + Q (I_0 + c_i l + c_\tau d^2 A)}{M_1 (A_0 + c_\tau A) + Q (S_0 + c_\tau dA)},$$

где $M_1 = M + Qh_0$ — см. рис. 5.29; d , A , l — глубина заложения, площадь и момент инерции подошвы фундамента;

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= \frac{\beta c_i}{2d} \sum_{j=1}^n b_j (h_j^2 - h_{j-1}^2); \\ S_0 &= \frac{\beta c_i}{3d} \sum_{j=1}^n b_j (h_j^3 - h_{j-1}^3); \\ I_0 &= \frac{\beta c_i}{4d} \sum_{j=1}^n b_j (h_j^4 - h_{j-1}^4); \end{aligned} \right\} (5.74)$$

здесь b_j и h_j — см. на рис. 5.29.

Краевые давления под подошвой заглубленного фундамента определяются по форму-

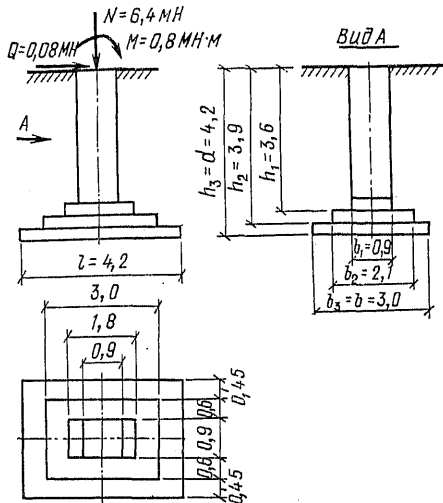


Рис. 5.30. К примеру расчета крена

ле (5.58), в которую следует подставлять значение i_d , вычисленное по формуле (5.73).

Реактивное сопротивление грунта $\sigma_x(z)$ по передней и задней граням фундамента определяется по формуле

$$\sigma_x(z) = -\beta c_i (z_0 - z) i_d z/d.$$

Напряжения $\sigma_x(z)$ не должны превышать предельных значений $\sigma_{xu}(z)$, вычисляемых по зависимости

$$\sigma_{xu}(z) = \frac{4\gamma_c}{\gamma_n \cos \varphi'_1} (\gamma'_1 z \operatorname{tg} \varphi'_1 + c'_1), \quad (5.75)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,2; γ_n — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,0; φ'_1 , c'_1 и γ'_1 — расчетные значения угла внутреннего трения, сцепления и удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента.

Горизонтальное перемещение верха фундамента определяется по формуле

$$u = (z_0 + d_0) i_d. \quad (5.76)$$

В проектах фундаментов, перемещения которых определены с учетом их упругого защем-

ления в грунте, должны содержаться требования об устройстве обратных засыпок в соответствии с требованиями норм. Степень уплотнения грунта обратной засыпки ρ'_d/ρ_d следует назначать не менее 0,9.

Пример 5.15. Определить крен фундамента, размеры которого и нагрузки приведены на рис. 5.30. Грунт основания — супесь со следующими характеристиками: $\varphi_{II} = 28^\circ$, $c_{II} = 8$ кПа, $\gamma = 18,4$ кН/м³, $\gamma_d = 16,5$ кН/м³, $E = 21$ МПа. Фундамент возводится в открытом котловане, засыпка пазух которого предусматривается тем же грунтом с уплотнением до удельного веса в сухом состоянии $\gamma'_d = 16$ кН/м³, т. е.

степень его плотности $\rho'_d/\rho_d = \gamma'_d/\gamma_d = 16/16,5 = 0,97$ и соответственно $\beta = 0,81$. Площадь подошвы фундамента $A = 3 \cdot 4,2 = 12,6$ м². Момент инерции

$$I = 3 \cdot 4,2^3/12 = 18,52 \text{ м}^4.$$

Решение. Для коэффициента c_i находим крен фундамента по формуле (5.66) (по табл. 1.15 $\nu = 0,3$, по табл. 5.23 при $\eta = 4,2/3 = 1,4$ $k_e = 0,64$):

$$i = \frac{1 - 0,3^2}{21} 0,64 \frac{0,8}{2,1^3} = 0,0024.$$

Относительное заглубление фундамента $\lambda = d/l = 1$. Тогда по выражению (5.71) при $k_\lambda = 1 - 0,1 \cdot 1 = 0,9$

$$c_i = \frac{0,8}{0,9 \cdot 0,0024 \cdot 18,52} = 20 \text{ МПа/м}^3.$$

Откуда $c_\tau = 0,35 c_i = 0,35 \cdot 20 = 7$ МПа/м³.

Для определения значения i_d предварительно по формулам (5.74) вычисляем:

$$A_0 = \frac{0,81 \cdot 20}{2 \cdot 4,2} [3(4,2^2 - 3,9^2) + 2,1(3,9^2 - 3,6^2) + 0,9 \cdot 3,6^2] = 45,6 \text{ МН/м};$$

$$S_0 = \frac{0,81 \cdot 20}{3 \cdot 4,2} [3(4,2^3 - 3,9^3) + 2,1(3,9^3 - 3,6^3) + 0,9 \cdot 3,6^3] = 145 \text{ МН};$$

$$I_0 = \frac{0,81 \cdot 20}{4 \cdot 4,2} [3(4,2^4 - 3,9^4) + 2,1(3,9^4 - 3,6^4) + 0,9 \cdot 3,6^4] = 505 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По формуле (5.73)

$$i_d = \frac{0,8(45,6 + 7 \cdot 12,6) + 0,08(145 + 7 \cdot 4,2 \cdot 12,6)}{(45,6 + 7 \cdot 12,6)(505 + 20 \cdot 18,52 + 7 \cdot 4,2^2 \cdot 12,6) - (145 + 7 \cdot 4,2 \cdot 12,6)^2} = 0,0025.$$

При определении крена фундамента без учета его защемления в грунте необходимо было бы учесть момент $M + Qd = 0,8 + 0,08 \cdot 4,2 = 1,14$ МН·м. Тогда по формуле (5.66) крен фундамента составил бы $i = 0,0034$. Таким образом, учет бокового отпора грунта привел к уменьшению крена фундамента и соответственно крайних давлений [см. формулу (5.58)] на 27 %.

5.5.5. Предельные деформации основания

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

а) технологических или архитектурных требований к деформациям сооружения (изменение проектных уровней и положений сооруже-

нии в целом, отдельных его элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования, подъемных устройств элеваторов и т. п.) s_{us} ;

б) требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения s_{uf} .

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по технологическим или архитектурным требованиям s_{us} должны устанавливаться соответствующими нормами проектирования зданий и сооружений, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование с учетом в необходимых случаях рихтовки оборудования в процессе эксплуатации. Проверка соблюдения условий $s \leq s_{us}$ производится в составе расчетов сооружений во взаимодействии с основанием после соответствующих расчетов конструкций сооружения по прочности, устойчивости и трещиностойкости.

Предельные значения совместной деформации основания и сооружения по условиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций s_{uf} должны устанавливаться расчетом сооружения во взаимодействии с основанием. Такой расчет, как правило, выполняется при разработке типовых проектов сооружений для нескольких вариантов грунтовых условий, отличающихся прочностными и деформационными характеристиками грунтов, а также степенью изменчивости сжимаемости основания в плане сооружения. Проверка соблюдения условия $s \leq s_{uf}$ в стадии привязки типовых проектов к местным грунтовым условиям является косвенной проверкой прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций сооружений.

При разработке индивидуальных проектов сооружений, конструкции которых рассчитываются во взаимодействии с основанием, значения s_{uf} не требуется устанавливать. Указанные величины допускаются не устанавливать и для сооружений значительной жесткости и прочности (например, зданий башенного типа, домен), а также для сооружений, в конструкциях которых не возникает усилий от неравномерных осадок основания (например, различного рода шарнирных систем).

Для упрощения расчета оснований по деформациям при привязке типовых проектов к местным грунтовым условиям рекомендуется в процессе разработки типовых проектов сооружений по значениям s_{us} и s_{uf} устанавливать следующие критерии допустимости применения этих проектов:

предельные значения степени изменчивости

сжимаемости грунтов α_E , соответствующие различным значениям среднего модуля деформации грунтов в пределах плана сооружения \bar{E} или средней осадки основания сооружения \bar{s} ; предельную неравномерность деформаций основания Δs^0 , соответствующую нулевой жесткости сооружения.

В типовых проектах рекомендуется указывать перечень грунтов (с указанием простейших характеристик их свойств, а также характера напластований), при наличии которых в основании сооружений не требуется выполнять расчет оснований по деформациям.

Степень изменчивости основания α_E определяется отношением наибольшего значения приведенного по глубине модуля деформации грунтов основания в пределах плана сооружения к наименьшему значению. Среднее значение модуля деформации грунтов основания \bar{E} в пределах плана сооружения определяется как средневзвешенное (с учетом изменения сжимаемости грунтов по глубине и в плане сооружения).

Зависимость предельных значений α_E от среднего модуля деформации грунтов основания \bar{E} или от средней осадки основания соору-

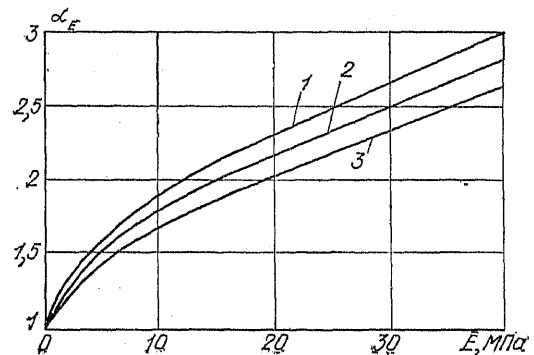


Рис. 5.31. Зависимость предельных значений α_E от \bar{E} (кривые 1, 2 и 3 соответствуют ширине подошвы фундаментов под несущие стены b_1 , b_2 , b_3 , причем $b_1 > b_2 > b_3$)

жения \bar{s} используется преимущественно для протяженных жилых зданий. Пример такой зависимости для пятиэтажных крупнопанельных жилых домов серии I-464 приведен на рис. 5.31.

Для облегчения вычисления средних осадок зданий при привязке типовых проектов к местным грунтовым условиям рекомендуется в типовых проектах приводить их расчетные значения в виде $\bar{s} = k/\bar{E}$, где k — коэффициент, зависящий от принятого конструктивного решения фундаментов и действующих на них нагрузок, кН/м.

ТАБЛИЦА 5.26. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ

Сооружения	Относительная разность осадок $\left(\frac{\Delta s}{L}\right)_u$	Крен i_u	Средняя \bar{s}_u или максимальная $s_{max,u}$ (в скоб- ках) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	—	(8)
стальным	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не допускают усилии от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими сте- нами:			
из крупных панелей	0,0016	0,005	10
из крупных блоков или кирпичной кладки без арми- рования	0,0020	0,0005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конст- рукций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной кон- струкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
то же, сборной конструкции	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	—	0,004	40
то же, сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	—	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой H , м:			
$H \leq 100$	—	0,005	40
$100 < H \leq 200$	—	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	—	$1/(2H)$	20
$H > 300$	—	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указан- ных в пп. 4 и 5	—	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	—	0,002	20
то же, электрически изолированные	—	0,001	10
радиобашни	0,002	—	—
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	—	—
башни (отдельные блоки)	0,001	—	—
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	0,003	—
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угло- вые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	—
специальные переходные	0,002	0,002	—

Примечания: 1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в п. 3, принимаются равными $0,5 (\Delta s/L)_u$.

2. При определении относительной разности осадок $\Delta s/L$ в п. 8 за L принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками — расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

3. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

4. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в таблице.

5. Для сооружений, перечисленных в пп. 2—3, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

6. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличные от указанных в таблице.

Значения Δs_u^0 устанавливаются при разработке типовых проектов протяженных зданий на основе сопоставления неравномерных деформаций основания, вычисленных с учетом и без учета жесткости надфундаментных конструкций (соответственно Δs и Δs^0). Отношение $\Delta s/\Delta s^0$ зависит от приведенной гибкости здания $\lambda = L\omega$ или его участка $\lambda_1 = L_1\omega$ (где L и L_1 — длина здания и участка его локального искривления; $\omega = \sqrt{cb/(4EI)}$, здесь c — среднее значение коэффициента жесткости основания, равное отношению среднего давления на основание к его средней осадке; \bar{b} — приведенная ширина продольных фундаментов здания; EI — обобщенная изгибная жесткость попереч-

ного сечения коробки здания). Пример указанной зависимости для пятиэтажных крупнопанельных жилых домов серии I-464 приведен на рис. 5.32.

Перечень грунтов, при которых можно не рассчитывать деформации основания, устанавливается на основе полученных при разработке типового проекта зависимостей $\alpha_E = f(\bar{E})$. При этом рекомендуется использовать соотношения между физическими и механическими характеристиками грунтов, приведенные в справочных таблицах (см. гл. 1).

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать по табл. 5.26, если конструкции сооружений не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с

ТАБЛИЦА 5.27. ВАРИАНТЫ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ, В КОТОРЫХ РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ ДОПУСКАЕТСЯ НЕ ВЫПОЛНЯТЬ

Здания	Вариант грунтовых условий
<p>Производственные: одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, со стальным или железобетонным каркасом на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей и т. п.), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно многоэтажные до 6 этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м</p> <p>Жилые и общественные прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей: протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Крупнообломочные грунты при содержании песчаного заполнителя менее 40 %, пылевато-глинистого — менее 30 % 2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности 3. Пески любой крупности, только плотные 4. Пески любой крупности, только средней плотности при коэффициенте пористости $e \leq 0,65$ 5. Супеси при $e \leq 0,65$, суглинки при $e \leq 0,85$ и глыны при $e \leq 0,95$, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2 6. Пески, кроме пылеватых, при $e \leq 0,7$ в сочетании с пылевато-глинистыми грунтами моренного происхождения при $e < 0,5$ и $I_L < 0,5$ независимо от порядка их залегания

Примечания: 1. Таблицей допускается пользоваться при проектировании сооружений, в которых площадь отдельных фундаментов под несущие конструкции отличается не более чем в 2 раза, а также для сооружений иного назначения, чем указано в таблице, при аналогичных с ними конструкциях и нагрузках.

2. Таблицей не допускается пользоваться при проектировании производственных зданий с нагрузками на полы более 20 кПа.

основанием, и в задании на проектирование не установлены значения s_{us} .

Расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментами проектируемого сооружения не превышает расчетного сопротивления основания (см. п. 5.5.2) и выполняется одно из следующих условий:

степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной;

инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения типового проекта;

грунтовые условия площадки строительства зданий, перечисленных в табл. 5.27, относятся к одному из шести приведенных вариантов.

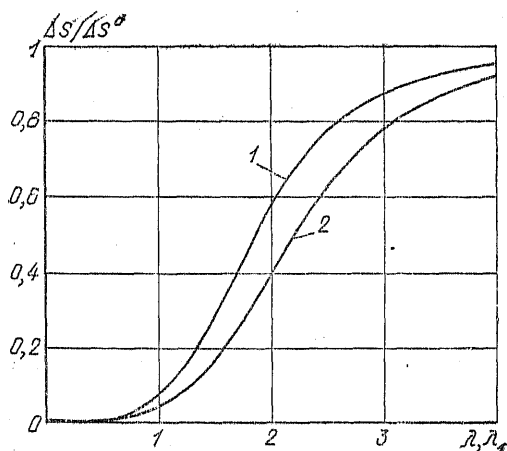


Рис. 5.32. Зависимость отношения $\Delta s / \Delta s^0$ от приведенной гибкости здания в целом λ (1) или его участка λ_1 (2)

5.6. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

5.6.1. Общие положения

Расчет оснований по несущей способности сводится к определению предельной нагрузки, при которой у сооружений, передающих основанию доминирующую сдвигающую нагрузку, происходит сдвиг, связанный с резко развивающимися прогрессирующими перемещениями с захватом части массива грунта основания или непосредственно по подошве (рис. 5.33, а); у сооружений, опирающихся на фундаменты мелкого заложения и передающих основанию доминирующую вертикальную нагрузку, происходит выпирание грунта основания из-под фундамента и связанное с этим резкое, прогрессирующее нарастание вертикальных перемещений (рис. 5.33, б); у сооружений, имеющих фундаменты глубокого заложения, нарастание осадок происходит одновременно с увеличением нагрузки (рис. 5.33, в).

Зависимости перемещений штампов от нагрузки, получаемые при штамповых испытаниях грунта, для указанных выше трех случаев представлены на рис. 5.33.

При потере несущей способности основания образуются поверхности скольжения, охватывающие всю подошву фундамента или сооружения. В каждой точке поверхности скольжения по теории прочности Мора—Кулона между нормальными σ и касательными τ напряжениями выполняется соотношение

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.77)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта; c — удельное сцепление грунта.

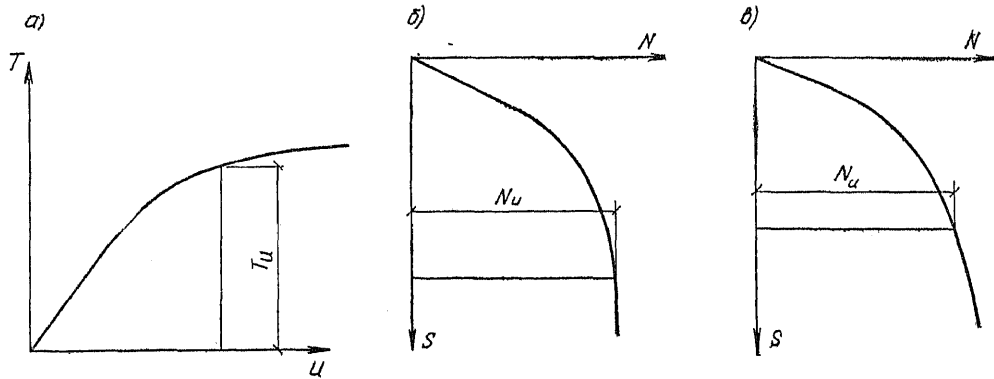


Рис. 5.33. Зависимости горизонтальных (u) и вертикальных (s) перемещений штампов от нагрузки T — горизонтальная составляющая нагрузки на штамп (вертикальная составляющая — постоянная); N — вертикальная нагрузка на штамп (при $T=0$)

Расчет оснований по несущей способности производится в следующих случаях:

на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (горизонтальное давление грунта на подпорные стены, горизонтальная составляющая нагрузки на фундаменты распорных конструкций, сейсмические воздействия);

сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

основание сложено медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами (при степени влажности $S_r > 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v < 10^7$ см²/год);

основание сложено скальными грунтами.

В первых двух случаях потеря несущей способности связана со значительными перемещениями, поэтому, если конструктивными мероприятиями (устройством полов в подвале здания, введением затяжек в распорные конструкции, жестким закреплением откоса, объединением фундаментов в единую систему пространственно жесткой надфундаментной конструкцией) исключена возможность смещения фундамента, расчет по несущей способности можно не производить.

Расчет по несущей способности производится из условия

$$F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (5.78)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; F_u — сила предельного сопротивления основания; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый: для песков (кроме пылеватых) равным 1,0; для песков пылеватых и глинистых грунтов в стабилизированном состоянии — 0,9; для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии — 0,85; для скальных грунтов неветрелых и слабоветрелых — 1,0; ветрелых — 0,9; сильно ветрелых — 0,8; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружений, принимаемый для сооружений: I класса равным 1,2, II класса — 1,15 и III класса — 1,1.

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении короткой стороны (ширины) фундамента, а прямоугольного, квадратного и круглого —

в направлении действия момента либо направления горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент; при этом необходимо учитывать, что потеря устойчивости в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих нагрузок может иметь характер плоского сдвига по подошве или глубокого сдвига с захватом грунта основания. В некоторых случаях необходима проверка по обоим возможным вариантам разрушения.

5.6.2. Несущая способность оснований, сложенных грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии

А. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НА ГЛУБОКИЙ СДВИГ ФУНДАМЕНТОВ С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПОДОШВОЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРИННОЙ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

Вертикальная составляющая N_u силы предельного сопротивления основания, сложенного несколькими однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, для фундамента с плоской горизонтальной подошвой определяется по формуле

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1 d + N_c \xi_c c_1), \quad (5.79)$$

где b' и l' — приведенные ширина и длина фундамента (рис. 5.34):

$$b' = b - 2e_b; \quad (5.80)$$

$$l' = l - 2e_l, \quad (5.81)$$

(здесь e_l и e_b — эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок, приведенных к подошве фундамента, причем символом b обозначена сторона фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания); N_γ , N_q и N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности (табл. 5.28), определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения и приведенного значения угла наклона δ , равнодействующей внешней на-

ТАБЛИЦА 5.28. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Угол внут- реннего тре- ния грунта φ_1	Обозначение коэффициента	Значения коэффициентов для угла наклона к вертикали равнодействующей нагрузки δ°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_γ	0									
	N_q	1,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	N_c	5,14									
5	N_γ	0,20	(0,05)								
	N_q	1,57	(1,26)	$\delta'=4,9^\circ$	—	—	—	—	—	—	—
	N_c	6,49	(2,93)								
10	N_γ	0,60	0,42	(0,12)							
	N_q	2,47	2,16	(1,60)	$\delta'=9,8^\circ$	—	—	—	—	—	—
	N_c	8,34	6,57	(3,38)							
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	(0,21)						
	N_q	3,94	3,45	2,84	(2,06)	$\delta'=14,5^\circ$	—	—	—	—	—
	N_c	10,98	9,13	6,88	(3,94)						
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	(0,36)					
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	(2,69)	$\delta'=18,9^\circ$	—	—	—	—
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	(4,65)					
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	(0,58)				
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	(3,60)	$\delta'=22,9^\circ$	—	—	—
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	(5,58)				
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	(0,95)			
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	(4,95)	$\delta'=26,5^\circ$	—	—
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	(6,85)			
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	(1,60)			
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	(7,04)	$\delta'=29,8^\circ$	—	—
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,49	13,19	(8,63)			
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	(2,79)		
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	(10,46)	$\delta'=32,7^\circ$	—
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	(11,27)		
45	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	(5,22)	
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	(16,42)	$\delta'=35,2^\circ$
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	(15,82)	

Примечания: 1. При промежуточных значениях φ_1 и δ коэффициенты N_γ , N_q и N_c определяются по интерполяции.

2. В скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки δ' .

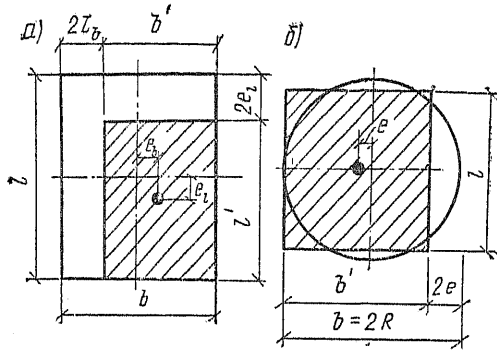


Рис. 5.34. К определению приведенных размеров фундамента
 a — прямоугольного; b — круглого

грузки на основании на уровне подошвы фундамента; ξ_γ , ξ_q и ξ_c — коэффициенты формы подошвы фундамента; γ_1 и γ_1' — расчетные значения удельного веса грунтов, находящихся соответственно ниже и выше подошвы фундамента; при наличии грунтовых вод определяются с учетом взвешивающего действия воды.

Угол δ наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (5.82)$$

где F_h и F_v — горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание на уровне подошвы фундамента.

Расчет по формуле (5.82) допускается выполнять при условии

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (5.83)$$

Формула (5.79) применима для расчета основания по несущей способности при условии, что пригрузка со стороны, противоположной возможному выпору грунта, не превышает $0,5R$ (здесь R — расчетное сопротивление основания).

При невыполнении условия (5.83) расчет следует производить графоаналитическими методами.

Взвешивающее действие воды при определении удельного веса грунта учитывается при уровне грунтовых вод как выше, так и ниже подошвы фундамента (в последнем случае только при условии, что этот уровень будет ниже подошвы фундамента не более чем на двойной размер той стороны подошвы, вдоль которой может происходить потеря устойчивости). При промежуточном положении уровня грунтовых вод удельные веса грунта γ_1 и γ_1' должны определяться как средневзвешенные.

Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q и N_c , вычисляемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта $\varphi = \varphi_1$, определяются по следующим формулам:

$$N_\gamma = \frac{1}{4F} \left\{ \frac{\cos \alpha_1 [\operatorname{cosec} \varphi - M_0 E^2 (\operatorname{ctg} \varphi + a)]}{R} + 2 \frac{\cos^2 \lambda}{\cos \varphi} - M_0 \right\}; \quad (5.84)$$

$$N_q = \frac{I}{FR} \cos \varphi M_1 (1 + M_0 a); \quad (5.85)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.86)$$

где

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\pi - \delta - \arcsin \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right);$$

$$M_i = \frac{1 + \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i} \quad (\text{здесь } i = 0, 1, 2);$$

$$\alpha_0 = \varphi; \quad \alpha_1 = 2\lambda + \varphi; \quad \alpha_2 = 2\lambda - \varphi;$$

$$a = (1 - I) / (I M_1 - M_0);$$

$$I = (\cos \lambda - M_0 \sin \lambda) E;$$

$$E = \exp(\lambda \operatorname{tg} \varphi); \quad F = 1 - M_2 \operatorname{tg} \delta;$$

$$R = (1 + M_1 a) (1 + \sin \varphi - 2 \sin^2 \lambda).$$

Коэффициенты формы подошвы фундамента определяются по следующим зависимостям:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad (5.87)$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad (5.88)$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/\eta; \quad (5.89)$$

где $\eta = l/b$; здесь b и l ширина и длина фундамента, принимаемые при внецентренном приложении равнодействующей равными приведенным значениям b' и l' , определяемым по формулам (5.80) и (5.81).

Если $\eta < 1$, в формулах (5.87) — (5.89) принимается $\eta = 1$. При $\eta > 5$ фундамент рассматривается как ленточный, а коэффициенты ξ_γ , ξ_q и ξ_c принимаются равными единице.

Пример 5.16. Требуется рассчитать несущую способность основания прямоугольного фундамента. В основании фундамента залегают суглинок с коэффициентом пористости $e = 0,65$ и показателем текучести $I_L = 0,4$. Нормативное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi_n = 22^\circ$; нормативное значение удельного сцепления $c_n = 20$ кПа. Удельный вес грунта для расчета по первой группе предельных состояний выше подошвы фундамента $\gamma_1 = 16,1$ кН/м³, ниже подошвы $\gamma_1' = 17,2$ кН/м³; равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок $F_v' = 220$ кН; момент и равнодействующая горизонтальных нагрузок на уровне верха фундамента соответственно составляют: $M' = -64$ кН·м; $F_h' = 80$ кН (рис. 5.35). Сооружение II класса.

Решение. Из расчета по второй группе предельных состояний с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах, а также возможности повышения краевого давления на 20 % по сравнению с расчетным давлением получены размеры фундамента в плане $b = 1,8$ м и $l = 0,9$ м (здесь b — сторона подошвы фундамента, направление которой совпадает с направлением действия горизонтальной составляющей нагрузки и возможным направлением потери устойчивости). Глубина заложения фундамента $d = 1,3$ м.

Расчетные значения прочностных характеристик для расчета по первой группе предельных состояний составляют: $\varphi_1 = \varphi_n / \gamma_g = 22/1,1 = 20^\circ$; $c_1 = c_n / \gamma_g = 20/1,5 = 13$ кПа.

Равнодействующая вертикальных расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах

$$F_v = F_v' + b l \bar{\gamma} = 220 + 1,8 \cdot 0,9 \cdot 1,3 \cdot 20 = 262 \text{ кН.}$$

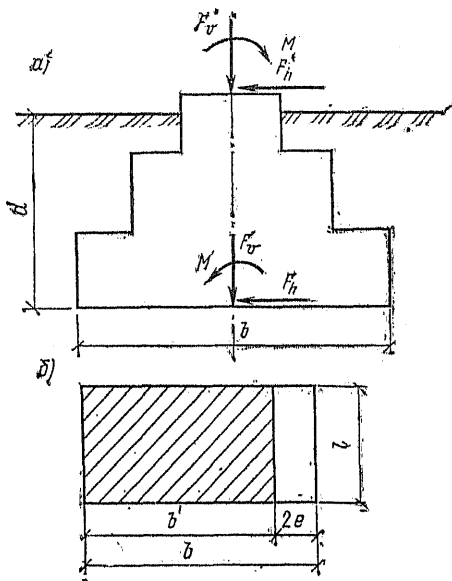


Рис. 5.35. К примеру 5.16

a — нагрузки, заданные на уровне верха фундамента и приведенные к подошве; b — приведенные размеры подошвы фундамента

Результирующий момент относительно центра тяжести подошвы

$$M = M' - F_h d = 64 - 80 \cdot 1,3 = 40 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Для определения приведенных размеров фундамента b' и l' необходимо вычислить эксцентриситет приложения нагрузки: $e_b = M/F_v = 40/262 = 0,15$ м. Тогда

$$b' = b - 2e_b = 1,8 - 2 \cdot 0,15 = 1,5 \text{ м}; \quad l' = l = 0,9 \text{ м}$$

Отношение сторон $\eta = l'/b' = 0,9/1,5 = 0,6 < 1$, поэтому в формулах (5.87)–(5.89) принимаем $\eta = 1$ и получаем:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/1 = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/1 = 1,3.$$

Значение угла δ находим по формуле (5.82)

$$\text{tg } \delta = 80/262 = 0,305; \quad \delta = 17^\circ.$$

Проверяем условие (5.83) $\sin 20^\circ = 0,342$; $0,305 < 0,342$, следовательно, расчет можно производить по формуле (5.79).

По табл. 5.28 находим значения $N_\gamma = 0,64$, $N_q = 3,24$ и $N_c = 6,23$.

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания по формуле (5.79) будет:

$$N_u = 1,5 \cdot 0,9 (0,64 \cdot 0,75 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 3,24 \cdot 2,5 \cdot 16,1 \cdot 1,3 + 6,23 \cdot 1,3 \cdot 1,3) = 388 \text{ кН}$$

Проверяем условие (5.78): $262 \text{ кН} < 0,9 \cdot 388/1,15 = 304 \text{ кН}$, т.е. несущая способность основания при принятых размерах фундамента обеспечена.

Б. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НА ГЛУБОКИЙ СДВИГ ФУНДАМЕНТОВ С НАКЛОННОЙ ПОДОШВОЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВНЕЦЕНТРИРНОЙ НАКЛОННОЙ НАГРУЗКИ

Фундаменты с наклонной подошвой целесообразно применять вместо фундаментов с горизонтальной подошвой в тех случаях, когда для последних не выполняется условие (5.83).

Эффективно также в этих случаях использование подушки с наклонной подошвой из песка, щебня, тощего бетона или применение фундамента с зубом.

Нормальная составляющая силы предельного сопротивления основания для наклонной подошвы определяется по формуле (5.79), где за d принимается минимальное заглубление фундамента. Коэффициенты N_γ и N_c в этом случае находятся по табл. 5.29 и 5.30 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 , угла наклона подошвы к горизонту α и угла δ между направлением равнодействующей нагрузки на фундамент и нормалью к подошве. Коэффициент N_q определяется по формуле

$$N_q = N_c / \text{ctg } \varphi_1 + 1. \quad (5.90)$$

ТАБЛИЦА 5.29. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА N_γ

φ°	α°	Значения N_γ при δ°					
		0	5	10	15	20	25
5	0	0,22	—	—	—	—	—
	5	0,26	—	—	—	—	—
	10	0,30	—	—	—	—	—
	15	0,34	—	—	—	—	—
	20	0,38	—	—	—	—	—
	25	0,41	—	—	—	—	—
10	0	0,63	0,38	—	—	—	—
	5	0,64	0,40	—	—	—	—
	10	0,67	0,45	—	—	—	—
	15	0,70	0,48	—	—	—	—
	20	0,72	0,51	—	—	—	—
	25	0,73	0,53	—	—	—	—
15	0	1,38	0,95	0,52	—	—	—
	5	1,35	0,96	0,57	—	—	—
	10	1,33	0,96	0,59	—	—	—
	15	1,31	0,95	0,61	—	—	—
	20	1,28	0,94	0,63	—	—	—
	25	1,25	0,94	0,65	—	—	—
20	0	2,86	2,08	1,36	0,73	—	—
	5	2,68	1,97	1,31	0,72	—	—
	10	2,55	1,88	1,26	0,74	—	—
	15	2,40	1,75	1,22	0,74	—	—
	20	2,26	1,70	1,19	0,75	—	—
	25	2,15	1,60	1,14	0,78	—	—
25	0	5,90	4,36	2,93	1,83	0,93	—
	5	5,37	3,99	2,71	1,70	0,90	—
	10	4,89	3,59	2,49	1,58	0,89	—
	15	4,38	3,31	2,32	1,49	0,86	—
	20	4,07	3,05	2,14	1,43	0,85	—
	25	3,66	2,78	2,01	1,35	0,85	—
30	0	12,38	9,01	6,30	4,00	2,38	1,15
	5	10,80	7,90	5,60	3,60	2,15	1,05
	10	9,39	6,96	4,96	3,26	1,96	1,02
	15	8,53	6,20	4,39	2,93	1,80	0,98
	20	7,56	5,55	3,90	2,62	1,66	0,85
	25	6,80	5,20	3,40	2,30	1,50	0,82
35	0	27,10	20,40	13,96	9,15	5,55	3,04
	5	23,09	16,96	11,76	7,36	4,83	2,67
	10	19,11	14,17	9,95	6,58	4,16	2,39
	15	16,94	12,25	8,66	5,79	3,66	2,12
	20	14,12	9,89	7,57	5,13	3,12	1,90
	25	12,18	8,74	6,34	4,31	2,82	1,68

Угол δ определяется по формуле (5.82), в которой F_h и F_v — составляющие нагрузки на фундамент (параллельная плоскости подошвы и нормальная к ней). При этом также необходимо выполнение условия (5.83).

ТАБЛИЦА 5.30. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА N_c

φ°	α°	Значения N_c при δ°					
		0	5	10	15	20	25
5	0	6,64	—	—	—	—	—
	5	6,30	—	—	—	—	—
	10	6,10	—	—	—	—	—
	15	5,84	—	—	—	—	—
	20	5,57	—	—	—	—	—
	25	5,32	—	—	—	—	—
10	0	8,59	6,78	—	—	—	—
	5	8,15	6,40	—	—	—	—
	10	7,74	6,04	—	—	—	—
	15	7,33	5,69	—	—	—	—
	20	6,94	5,34	—	—	—	—
	25	6,55	5,05	—	—	—	—
15	0	11,37	9,47	7,16	—	—	—
	5	10,68	8,87	6,67	—	—	—
	10	10,02	8,29	6,19	—	—	—
	15	9,39	7,74	5,74	—	—	—
	20	8,79	7,22	5,30	—	—	—
	25	8,22	6,72	4,89	—	—	—
20	0	15,47	13,08	10,48	7,63	—	—
	5	14,40	12,11	9,66	6,99	—	—
	10	13,30	11,19	8,90	6,39	—	—
	15	12,31	10,34	8,18	5,83	—	—
	20	11,39	9,53	7,51	5,30	—	—
	25	10,52	8,78	6,88	4,81	—	—
25	0	21,79	18,44	15,03	11,60	8,13	—
	5	19,92	16,83	13,69	10,53	7,33	—
	10	18,19	15,35	12,45	9,54	6,59	—
	15	16,60	13,98	11,31	8,63	5,91	—
	20	15,14	12,72	10,26	7,78	5,28	—
	25	13,79	11,55	9,27	7,01	4,70	—
30	0	31,98	26,91	21,97	17,97	12,75	8,65
	5	28,80	24,10	19,60	15,50	11,50	7,65
	10	25,83	21,68	17,65	13,80	10,18	6,76
	15	23,18	19,44	15,79	12,31	9,04	5,95
	20	20,80	17,41	13,11	10,96	8,01	5,25
	25	18,50	15,60	12,40	9,70	7,20	4,75
35	0	49,45	41,13	33,37	26,25	19,87	14,21
	5	43,60	36,24	29,36	23,07	17,42	12,41
	10	38,42	31,91	25,82	20,25	15,25	10,82
	15	33,84	28,07	22,69	17,76	13,33	9,41
	20	29,78	24,68	19,91	15,55	11,64	8,17
	25	26,19	21,68	17,46	13,60	10,13	7,06

Коэффициенты формы и приведенные размеры фундамента определяются так же, как и для фундаментов с горизонтальной подошвой.

Пример 5.17. Требуется рассчитать несущую способность основания фундамента с наклонной подошвой. В основании фундамента залегают пылеватые пески с $e=0,75$; $\varphi_n=26^\circ$; $c_n=2$ кПа; $\gamma_I=17,1$ кН/м³; угол наклона подошвы фундамента к горизонту $\alpha=20^\circ$. Минимальная величина заглубления фундамента $d=1,5$ м. Размеры фундамента предварительно определены из расчета по деформациям: $b=2,1$ м; $l'=1,2$ м. Схема фундамента и нагрузок приведена на рис. 5.36. Нормативные и расчетные нагрузки даны в табл. 5.31.

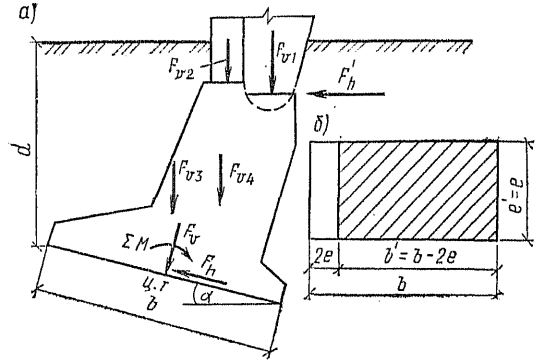


Рис. 5.36. К примеру 5.17

a — заданные нагрузки и нагрузки, приведенные к подошве; b — приведенные размеры подошвы фундамента

Решение. Расчетные значения прочностных характеристик грунта основания

$$\begin{aligned} \Phi_I &= \Phi_n / \gamma_g = 26^\circ / 1,1 = 23^\circ 40' \text{ и } c_I = \\ &= c_n / \gamma_g = 2,0 / 1,5 = 1,3 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Фактический угол наклона к вертикали равнодействующей всех сил

$$\delta' = \arctg \frac{F'_h}{F'_v} = \arctg \frac{180}{407,5} = 23^\circ 40'.$$

Угол между направлением равнодействующей и нормалью к подошве

$$\delta = \delta' - \alpha = 23^\circ 40' - 20^\circ = 3^\circ 40'.$$

Составляющая равнодействующей всех нагрузок, нормальная к подошве,

$$F_v = \frac{F'_v \cos \delta}{\cos \delta'} = \frac{407,5 \cdot 0,998}{0,914} = 445 \text{ кН.}$$

Составляющая касательная к подошве

$$F_h = \frac{F'_v \sin \delta}{\cos \delta'} = \frac{407,5 \cdot 0,065}{0,914} = 29 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет приложения составляющей нагрузки, нормальной к подошве,

$$e_b = M / F_v = 30 / 445 = 0,07 \text{ м.}$$

Приведенные размеры подошвы фундамента:

$$l' = l = 1,2 \text{ м;}$$

$$b' = b - 2e_b = 2,1 - 2 \cdot 0,07 = 1,96 \text{ м.}$$

Коэффициенты формы

$$\eta = l' / b' = 1,2 / 1,96 = 0,61 < 1; \text{ принимаем } \eta = 1.$$

Тогда

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 / \eta = 1 - 0,25 / 1 = 0,75;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 / \eta = 1 + 1,5 / 1 = 2,5;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 / \eta = 1 + 0,3 / 1 = 1,3.$$

Вычисляем угол δ по формуле (5.82):

$$\operatorname{tg} \delta = 29 / 445 = 0,065; \quad \delta = 3^\circ 40'.$$

Коэффициенты несущей способности определяем по табл. 5.29 и 5.30 при $\Phi_I = 23^\circ 40'$; $\alpha = 20^\circ$ и $\delta = 3^\circ 40'$. Путем интерполяции находим: $N_\gamma = 3,0$; $N_c = 12,5$, откуда

$$N_q = \frac{N_c}{\operatorname{ctg} \Phi_I} + 1 = \frac{12,5}{\operatorname{ctg} 23^\circ 40'} + 1 = 6,4.$$

ТАБЛИЦА 5.31. К ПРИМЕРУ 5.17

Вид нагрузки	Нормативное значение нагрузки, кН	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетное значение нагрузки, кН	Расстояние от линии действия сил F'_v и F'_h до центра тяжести подошвы фундамента, м	Момент M относительно центра тяжести подошвы фундамента, кН·м
Вертикальная составляющая внешних нагрузок F'_{v1}	211,0	—	250,0	0,96	240
Вес стеновых панелей F'_{v2}	58,0	1,2	69,6	0,59	41,1
Вес грунта на уступах фундамента F'_{v3}	54,9	1,1	60,4	0,03	1,8
Вес фундамента F'_{v4}	25,0	1,1	27,5	0,36	9,9
			$F'_v = \Sigma F'_{vz} = 407,5$		
Горизонтальная составляющая внешних нагрузок F'_h	156,0	—	180,0	1,46	-262,8
					$\Sigma M = 30,0$

Составляющие силы предельного сопротивления основания, нормальную к подошве, вычисляем по формуле (5.79):

$$N_u = 1,96 \cdot 1,2 (3,0 \cdot 0,75 \cdot 1,96 \cdot 17,1 + 6,4 \cdot 2,5 \cdot 17,1 \cdot 1,5 + 12,5 \cdot 1,3 \cdot 1,3) = 1630 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.78): $445 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1630 / 1,15 = 1270 \text{ кН}$, т. е. несущая способность обеспечена.

В. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ

При расчете основания (рис. 5.37), состоящего из двух слоев (первого мощностью $d+H$ с расчетными значениями прочностных харак-

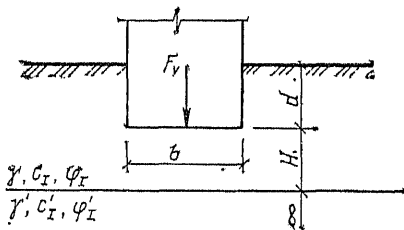


Рис. 5.37. К расчету несущей способности двухслойного основания

теристик c_I и ϕ_I и второго неограниченной мощности с расчетными значениями прочностных характеристик c'_I и ϕ'_I), удельный вес грунта принимается для обоих слоев одинаковым, равным γ_I . Величина центральной вертикальной силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента определяется по формуле

$$N_u = \frac{1}{2} b^2 \gamma_I N_{1,2}, \quad (5.91)$$

где $N_{1,2}$ — безразмерный коэффициент, зависящий от c'_I/c_I , $c_I/(\gamma_I b)$, ϕ_I , ϕ'_I и H/b при $c_I \neq 0$ или от $c'_I/(\gamma_I b)$, ϕ_I , ϕ'_I и H/b при $c_I = 0$ (табл. 5.32).

Пример 5.18. Следует рассчитать несущую способность двухслойного основания ленточного фундамента. Схемы фундамента и основания представлены на рис. 5.38. Грунт основания: верхний слой толщиной 2,0 м — супесь с характеристиками $I_L = 0,25$; $c_I = 10$ кПа, $\phi_I = 27^\circ$ и $\gamma_I = 17$ кН/м³; подстилающий слой — глина с характеристиками $I_L = 0,75$, $c'_I = 20$ кПа, $\phi'_I = 5^\circ$ и $\gamma'_I = 16$ кН/м³. Ширина подошвы фундамента $b = 1,0$ м, заглубление фундамента $d = 1$ м.

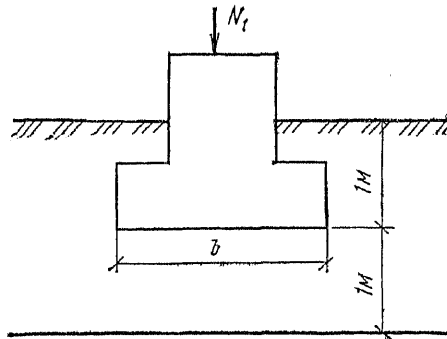


Рис. 5.38. К примеру 5.18

Нагрузка на 1 м длины фундамента $F_v = 220$ кН. Сооружение III класса.

Решение. Значение удельного веса принимаем равным среднему значению объемных весов обоих слоев:

$$\bar{\gamma}_I = (\gamma_I + \gamma'_I)/2 = (17 + 16)/2 = 16,5 \text{ кН/м}^3.$$

Далее вычисляем $c'_I/c_I = 20/10 = 2,0$; $c_I/\bar{\gamma}_I b = 10/16,5 \cdot 1 = 0,61$; $H/b = 1,0/1,0 = 1,0$ и по табл. 5.32 находим $N_{1,2}$. Тогда по формуле (5.91)

$$N_u = (1/2) 1^2 \cdot 16,5 \cdot 25,2 = 208 \text{ кН.}$$

ТАБЛИЦА 5.32. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при φ_1^c			
		$N_{1,2}$			
		0	10	20	30
$c_1'=0; \varphi_1'=10^\circ$					
0,3	0,05	0,74	1,39	2,01	2,65
	0,50	2,62	3,12	3,70	4,30
	5,00	13,24	14,02	14,82	15,67
0,5	0,05	0,57	1,61	2,69	3,84
	0,50	3,32	4,21	5,23	6,39
	5,00	19,64	21,13	22,73	24,41
1,0	0,05	0,55	2,02	4,67	7,46
	0,50	4,90	6,88	9,29	12,21
	5,00	34,42	38,20	42,31	46,78
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	12,16
	0,50	5,55	9,65	13,86	19,05
	5,00	49,15	55,01	62,32	70,40
2,0	0,05	0,56	2,02	6,42	18,10
	0,50	5,55	9,82	19,07	27,11
	5,00	55,57	86,09	83,14	95,56
$c_1'=0; \varphi_1'=20^\circ$					
0,3	0,05	0,77	3,75	5,25	6,67
	0,50	5,28	6,50	7,74	9,16
	5,00	21,25	22,75	24,31	25,98
0,5	0,05	0,57	2,20	5,50	8,09
	0,50	5,55	7,36	9,52	11,83
	5,00	22,07	31,84	34,81	37,95
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,01
	0,50	5,55	9,35	13,74	19,01
	5,00	55,57	52,34	59,59	67,31
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	17,44
	0,50	5,55	9,82	18,56	27,12
	5,00	55,57	71,61	88,77	97,36
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	36,43
	5,00	55,57	86,09	108,40	128,60
$c_1^*=0; \varphi_1^*=30^\circ$					
0,3	0,05	0,77	11,22	14,69	18,11
	0,50	7,71	15,19	18,28	21,58
	5,00	36,88	40,11	43,47	47,09
0,5	0,05	0,57	2,20	12,40	18,40
	0,50	5,72	12,09	18,53	23,99
	5,00	45,14	59,79	56,72	63,06
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	19,38
	0,50	5,55	9,92	19,22	30,28
	5,00	55,57	72,34	85,70	100,38
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	37,39
	5,00	55,57	86,09	112,22	136,57

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при φ_1^o			
		0	10	20	30
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,49
	5,00	55,57	86,09	138,31	173,06
$c_1'/c_1=0,5; \varphi_1'=0^\circ$					
0,3	0,05	0,35	0,58	0,85	1,15
	0,50	3,53	3,92	4,40	4,93
	5,00	35,37	37,33	40,05	42,81
0,5	0,05	0,40	0,82	1,33	1,92
	0,50	4,04	4,71	5,57	6,50
	5,00	40,44	43,65	48,06	52,49
1,0	0,05	0,51	1,56	2,89	4,49
	0,50	5,16	6,83	8,82	11,06
	5,00	51,62	59,62	68,24	77,15
1,5	0,05	0,55	2,02	5,00	8,05
	0,50	5,55	9,20	12,61	16,59
	5,00	55,57	76,07	89,01	102,48
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,66
	0,50	5,55	9,82	17,01	23,17
	5,00	55,57	86,09	110,61	129,02
$c_1'/c_1=0,5; \varphi_1'=10^\circ$					
0,3	0,05	0,78	1,71	2,37	3,05
	0,50	5,53	6,48	7,42	8,39
	5,00	47,62	51,96	56,14	60,27
0,5	0,05	0,57	1,82	3,01	4,21
	0,50	5,55	7,13	8,75	10,46
	5,00	55,57	57,42	64,29	71,12
1,0	0,05	0,55	2,02	4,89	7,82
	0,50	5,55	9,05	12,46	16,35
	5,00	55,57	71,91	85,41	98,96
1,5	0,05	0,55	2,02	6,39	14,40
	0,50	5,55	9,82	16,83	23,34
	5,00	55,57	86,09	107,64	128,02
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	18,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	31,52
	5,00	55,57	86,08	130,73	158,31
$c_1'/c_1=0,5; \varphi_1'=20^\circ$					
0,3	0,05	0,77	4,23	5,78	7,31
	0,50	7,71	11,62	13,46	15,46
	5,00	71,17	78,20	84,91	91,72
0,5	0,05	0,57	2,20	5,96	8,67
	0,50	5,72	11,09	14,36	17,63
	5,00	57,21	80,30	91,88	103,08
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,43
	0,50	5,55	9,82	16,94	24,08
	5,00	55,57	85,93	109,92	132,26

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при φ_1°			
		0	10	20	30
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	17,52
	0,50	5,55	9,82	19,22	31,72
	5,00	55,57	86,09	130,09	163,11
0,2	0,05	0,55	2,02	6,42	20,49
	0,50	5,55	9,82	19,22	40,62
	5,00	55,57	86,09	143,92	195,97

$$c_1'/c_1 = 0,5; \varphi_1' = 30^\circ$$

0,3	0,05	0,77	3,85	15,74	19,26
	0,50	7,78	24,26	28,46	32,52
	5,00	77,85	132,16	143,92	155,78
0,5	0,05	0,57	2,20	13,21	19,39
	0,50	5,72	12,09	26,61	33,76
	5,00	57,21	111,17	143,92	164,78
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	19,89
	0,50	5,55	9,82	19,74	37,06
	5,00	55,57	86,09	143,92	188,26
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	41,52
	5,00	55,57	86,09	143,22	213,87
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,49
	5,00	55,57	86,09	143,12	265,07

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 0$$

0,3	0,05	0,55	0,82	1,12	1,44
	0,50	5,55	6,31	7,12	7,86
	5,00	55,57	61,32	67,05	72,33
0,5	0,05	0,55	1,05	1,60	2,22
	0,50	5,55	6,93	8,23	9,57
	5,00	55,57	65,68	74,81	83,40
1,0	0,05	0,55	1,76	3,16	4,84
	0,50	5,55	8,71	11,54	14,51
	5,00	55,57	78,15	96,36	111,97
1,5	0,05	0,55	2,02	5,28	8,42
	0,50	5,55	9,82	15,46	20,44
	5,00	55,57	86,09	117,66	141,60
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	13,07
	0,50	5,55	9,82	19,22	27,40
	5,00	55,57	86,09	140,78	172,46

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 10^\circ$$

0,3	0,05	0,77	2,02	2,74	3,46
	0,50	8,33	9,82	11,14	12,53
	5,00	76,98	86,09	94,69	102,23
0,5	0,05	0,57	2,02	3,29	4,61
	0,50	5,72	9,82	12,19	14,51
	5,00	57,21	86,09	100,17	113,32
1,0	0,05	0,55	2,02	5,11	8,19
	0,50	5,55	9,82	15,20	20,28
	5,00	55,57	86,09	116,41	141,70

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при φ_1°			
		0	10	20	30
1,5	0,05	0,55	2,20	6,42	12,90
	0,50	5,55	9,82	19,22	27,30
	5,00	55,57	86,09	135,70	172,28
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	18,85
	0,50	5,55	9,82	19,22	35,54
	5,00	55,57	86,09	143,92	205,00

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 20^\circ$$

0,3	0,05	0,77	4,76	6,42	7,96
	0,50	7,71	10,73	19,22	21,81
	5,00	77,18	131,01	143,92	156,20
0,5	0,05	0,57	2,20	6,42	9,26
	0,50	5,72	12,09	19,22	23,58
	5,00	57,21	111,17	143,92	164,68
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	12,91
	0,50	5,55	9,82	19,22	28,94
	5,00	55,57	86,09	143,92	187,25
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	35,72
	5,00	55,57	86,09	143,92	213,53
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	35,72
	5,00	55,57	86,09	143,92	213,53

$$c_1'/c_1 = 1; \varphi_1' = 30^\circ$$

0,3	0,05	0,77	13,18	16,81	20,40
	0,50	7,71	33,31	38,46	43,55
	5,00	77,19	223,42	244,67	265,07
0,5	0,05	0,57	2,20	14,03	20,40
	0,50	5,72	12,09	34,69	43,55
	5,00	57,21	111,17	229,55	265,07
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,74	43,55
	5,00	55,57	86,09	155,62	265,07
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,55
	5,00	55,57	86,09	143,91	265,07
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,55
	5,00	55,57	86,09	143,92	265,07

$$c_1'/c_1 = 2; \varphi_1' = 0$$

0,3	0,05	0,77	1,28	1,64	2,02
	0,50	7,78	10,90	12,32	13,65
	5,00	77,85	107,12	119,14	130,17
0,5	0,05	0,57	1,45	2,11	2,82
	0,50	5,72	10,70	13,22	15,52
	5,00	57,21	103,01	125,35	142,84
1,0	0,05	0,55	2,02	3,67	5,50
	0,50	5,55	9,82	15,97	20,79
	5,00	55,57	86,09	136,95	173,84

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при φ_1°			
		0	10	20	30
1,5	0,05	0,55	2,02	5,82	9,17
	0,50	5,55	9,82	19,22	27,21
	5,00	55,57	86,09	143,92	205,37
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	13,89
	0,50	5,55	9,82	19,22	34,73
	5,00	55,57	86,09	143,92	238,96

$$c_1'/c_1 = 2; \varphi_1' = 10^\circ$$

0,3	0,05	0,77	2,66	3,48	4,27
	0,50	7,78	16,36	18,59	20,79
	5,00	77,85	152,86	169,42	185,60
0,5	0,05	0,57	2,20	3,92	5,39
	0,50	5,72	12,09	18,77	22,51
	5,00	57,21	111,17	168,70	194,72
1,0	0,05	0,55	2,02	5,53	8,90
	0,50	5,55	9,82	19,20	27,74
	5,00	55,57	86,09	155,62	217,83
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	14,01
	0,50	5,55	9,82	19,22	34,34
	5,00	55,57	86,09	143,92	241,79
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	19,56
	0,50	5,55	9,82	19,22	42,50
	5,00	55,57	86,09	143,92	265,05

$$c_1'/c_1 = 2; \varphi_1' = 20^\circ$$

0,3	0,05	0,77	5,81	7,60	9,26
	0,50	7,78	27,05	30,80	34,55
	5,00	77,85	235,80	261,58	284,16
0,5	0,05	0,57	2,20	7,30	10,34
	0,50	5,72	12,09	28,94	35,41
	5,00	57,21	111,17	243,49	285,40
1,0	0,05	0,55	2,02	6,42	13,73
	0,50	5,55	9,82	19,74	38,16
	5,00	55,57	86,09	155,62	284,39
1,5	0,05	0,55	2,02	6,42	20,40
	0,50	5,55	9,82	19,22	42,16
	5,00	55,57	86,09	143,92	268,28
2,0	0,05	0,55	2,02	6,42	20,47
	0,50	5,55	9,82	19,22	43,49
	5,00	55,57	86,09	143,92	265,07

$$c_1 = 0^*; \varphi_1' = 0$$

0,3	0,05	—	0,67	0,98	1,31
	0,50	—	1,48	5,57	6,47
	5,00	—	1,48	51,43	54,89
0,5	0,05	—	0,79	1,38	2,01
	0,50	—	1,10	5,36	7,17
	5,00	—	1,10	17,50	58,15
1,0	0,05	—	1,06	2,75	4,43
	0,50	—	1,06	4,82	9,73
	5,00	—	1,06	4,82	20,21

Продолжение табл. 5.32

H/b	$c_1/\gamma_1 b$	Значения $N_{1,2}$ при φ_1°			
		0	10	20	30
1,5	0,05	—	1,06	4,70	7,84
	0,50	—	1,06	4,82	13,51
	5,00	—	1,06	4,82	17,70
2,0	0,05	—	1,06	4,82	12,31
	0,50	—	1,06	4,82	17,70
	5,00	—	1,06	4,82	17,70

$$c_1 = 0^*; \varphi_1' = 10^\circ$$

0,3	0,05	—	1,40	2,49	3,28
	0,50	—	1,48	9,21	10,62
	5,00	—	1,48	75,95	85,24
0,5	0,05	—	1,10	2,92	4,27
	0,50	—	1,10	8,43	11,30
	5,00	—	1,10	17,50	82,54
1,0	0,05	—	1,06	4,40	7,58
	0,50	—	1,06	4,82	13,73
	5,00	—	1,06	4,82	20,21
1,5	0,05	—	1,06	4,82	11,99
	0,50	—	1,06	4,82	17,86
	5,00	—	1,06	4,82	17,70
2,0	0,05	—	1,06	4,82	17,69
	0,50	—	1,06	4,82	17,70
	5,00	—	1,06	4,82	17,70

* При $c_1 = 0$ во второй графе принимаются значения $c_1'/(\gamma_1 b)$.

Условие (5.78) не выполняется, так как $N_{II} < F_{II}$. Поэтому увеличиваем ширину фундамента и принимаем $b = 1,2$ м. Получаем новые значения отношения

$$\frac{c_1}{\gamma_1 b} = \frac{10}{16,5 \cdot 1,2} = 0,5.$$

Находим по табл. 5.32 новое значение коэффициента $N_{1,2} = 22,39$ и получаем:

$$N_{II} = (1/2) 1,2^2 \cdot 1 \cdot 16,5 \cdot 22,39 = 270 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.78): $270 \text{ кН} < 0,9 \cdot 270 / 1,1 = 221 \text{ кН}$. Устойчивость основания фундамента обеспечена.

5.6.3. Расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига

Расчет фундамента на сдвиг по его подошве или по подошве грунтовой подушки производится при действии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент в случае нестабилизированного состояния грунтов основания, а также и стабилизированного, если не выполняется условие (5.83).

При расчете на плоский сдвиг применяется формула

$$\Sigma F_{sa} \leq \gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n, \quad (5.92)$$

где ΣF_{sr} и ΣF_{sa} — суммы проекций на плоскость скольжения расчетных сил, соответственно удерживающих и сдвигающих.

Сумма удерживающих сил

$$\Sigma F_{sr} = (F_v - u) \operatorname{tg} \varphi_1 + A c_1 + E_p \quad (5.93)$$

и сумма сдвигающих сил

$$\Sigma F_{sa} = F_h + E_a, \quad (5.94)$$

где F_v — нормальная к плоскости скольжения составляющая расчетной нагрузки на фундамент; u — гидростатическое противодавление (при уровне грунтовых вод выше подошвы фундамента); A — площадь подошвы фундамента; F_h — касательная к плоскости скольжения составляющая нагрузки на фундамент; E_p и E_a — равнодействующие пассивного и активного давления грунта.

Равнодействующая пассивного давления грунта на вертикальную грань фундамента определяется по формуле

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_1 d \lambda_p + \frac{c_1 d}{\operatorname{tg} \varphi_1} (\lambda_p - 1), \quad (5.95)$$

где d — глубина заложения фундамента со стороны возможного выпора грунта; λ_p — коэффициент пассивного давления грунта; $\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1/2)$.

Равнодействующая активного давления вычисляется по выражению

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma_1 d_1 \lambda_a - 2c_1 \sqrt{\lambda_a}) (d_1 - h_c), \quad (5.96)$$

где d_1 — глубина заложения фундамента со стороны противоположной возможному выпору грунта; λ_a — коэффициент активного давления грунта; $\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_1/2)$; $h_c = 2c_1 \sqrt{\lambda_a} / (\gamma_1 \lambda_a)$.

Пример 5.19. Требуется рассчитать фундамент распорной системы по схеме плоского сдвига по подошве. Грунт основания — супесь; $I_L = 0,5$; $e = 0,65$; $c_n = 6$ кПа; $\varphi_n = 24^\circ$; $\gamma_1 = 17$ кН/м³. Расчетные нагрузки на уровне подошвы фундамента $F_v = 240$ кН; $F_h = 110$ кН. Глубина заложения фундамента от уровня планировки $d = 1$ м, от уровня пола $d_1 = 1,5$ м. Сооружение III класса. Размеры фундамента получены из расчета по деформациям: $b = 1,5$ м; $l = 1$ м.

Решение. Расчетные значения прочностных характеристик грунта основания

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = 6/1,5 = 4 \text{ кПа}; \quad \varphi_I = \varphi_n / \gamma_g = 24/1,1 = 22^\circ.$$

Проверяем выполнение условия (5.83). По формуле (5.82)

$$\operatorname{tg} \delta = 110/240 = 0,46; \quad \delta = 25^\circ; \\ \sin 22^\circ = 0,375; \quad \operatorname{tg} \delta > \sin \varphi_I,$$

т. е. условие (5.83) не выполняется и формула (5.82) в рассматриваемом случае неприменяема. Расчет следует производить по схеме плоского сдвига (рис. 5.39). Для грунтов засыпки принимаем:

$$\gamma'_1 = 0,95 \gamma_1 = 0,95 \cdot 17 = 16,1 \text{ кН/м}^3; \\ c'_1 = 0,5 c_1 = 0,5 \cdot 4 = 2 \text{ кПа}; \\ \varphi'_1 = 0,9 \varphi_1 = 0,9 \cdot 22 = 20^\circ.$$

Для вычисления равнодействующих активного и

пассивного давления по формулам (5.96) и (5.95), предварительно определяем коэффициенты λ_a и λ_p , а также h_c :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 20^\circ/2) = 0,49;$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 20^\circ/2) = 2,04;$$

$$h_c = \frac{2 \cdot 2 \sqrt{0,49}}{16,1 \cdot 0,49} = 0,35 \text{ м.}$$

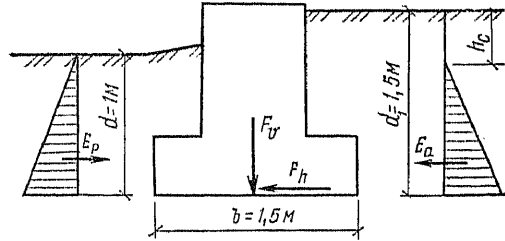


Рис. 5.30. К примеру 5.19

Тогда:

$$E_a = \frac{1}{2} (16,1 \cdot 1,5 \cdot 0,49 - 2 \cdot 2 \sqrt{0,49}) \times \\ \times (1,5 - 0,35) = 3,8 \text{ кН};$$

$$E_p = \frac{1}{2} (16,1 \cdot 1 \cdot 2,04 + \frac{2 \cdot 1}{\operatorname{tg} 20^\circ}) (2,04 - 1) = 22 \text{ кН.}$$

Вычисляем суммы удерживающих и сдвигающих сил по формулам (5.93) и (5.94):

$$\Sigma F_{sr} = (240 - 0) \operatorname{tg} 22^\circ + 1,5 \cdot 1 \cdot 4 + 22 = 124 \text{ кН};$$

$$\Sigma F_{sa} = 110 + 3,8 = 113,8 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.92):

$$\gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n = 0,9 \cdot 124 / 1,1 = 102 \text{ кН} < 113,8 \text{ кН.}$$

Устойчивость фундамента против сдвига по подошве не обеспечена. Увеличение размеров подошвы в рассматриваемом случае практически не даст эффекта (в связи с небольшим удельным сцеплением c), поэтому целесообразнее устройство фундамента с наклонной подошвой или подушки с наклонной подошвой (с проверкой возможности сдвига по контакту «фундамент—подушка»).

5.6.4. Графоаналитический метод расчета несущей способности основания (метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения)

Графоаналитические методы оценки несущей способности используются при сложных расчетных схемах системы «фундамент—основание», для которых аналитические методы не разработаны.

Несущая способность основания определяется графоаналитическим методом с построением круглоцилиндрических поверхностей скольжения в следующих случаях:

основание сложено неоднородными грунтами (кроме случая двухслойного основания, рассмотренного выше);

пригрузка со стороны, противоположной возможному выпору грунта основания, больше $0,5R$ (где R — расчетное сопротивление грунта основания);

фундаменты расположены на откосе, вблизи откоса или под откосом;

возможно возникновение нестабилизированного состояния грунтов основания (кроме случаев, для которых имеются аналитические методы расчета).

В методе круглоцилиндрических поверхностей скольжения значение предельной нагрузки на основание не определяется, а вычисляется коэффициент устойчивости k , значение которого для всех возможных поверхностей скольжения должно быть не менее 1,2. Коэффициент устойчивости ленточного фундамента для принятой поверхности скольжения вычисляется по формуле, в которой моменты даны на 1 м длины фундамента:

$$k = \frac{\sum M_{sr}}{\sum M_{sa}} = \frac{rb[\sum (p_i + \gamma_{1i} h_i) \text{tg} \varphi_{1i} \cos \alpha_i + \sum (c_{1i} / \cos \alpha_i)]}{\sum E_m l_m + F_v a + rb \sum \gamma_{1i} h_i \sin \alpha_i} \quad (5.97)$$

где $\sum M_{sa}$ и $\sum M_{sr}$ — суммы моментов сдвигающих и удерживающих сил относительно центра вращения; r — радиус поверхности скольжения; b — ширина элементарных вертикальных полос, на которые делится сдвигаемый массив p_i — средняя (в пределах ширины полосы) ордината эпюры давлений на грунт от сооружения без учета противодействия воды, определяемая по формуле для внецентренного сжатия; h_i — средняя высота i -й полосы грунта; γ_{1i} — расчетное значение удельного веса грунта в пределах i -й полосы, принимаемое с учетом взвешивающего действия воды; φ_{1i} — расчетное значение угла внутреннего трения грунта по площадке скольжения в пределах рассматриваемой полосы; α_i — угол между вертикалью и нормалью к i -й площадке скольжения; c_{1i} — расчетное значение удельного сцепления грунта по площадке скольжения в пределах i -й полосы; E_m — равнодействующая активного давления m -го слоя грунта на боковую грань фундамента, определяемая по формуле (5.93); l_m — расстояние от линии действия силы E_m до горизонтали, проходящей через центр поверхности скольжения; F_v — равнодействующая вертикальных нагрузок на уровне подошвы фундамента; a — расстояние от центра поверхности скольжения до линии действия силы F_v .

Произведение $\gamma_{1i} h_i \sin \alpha_i$ в формуле (5.97) для нисходящей части кривой скольжения принимается со знаком «+», а для восходящей — со знаком «-».

Положение центра и радиус наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности при отсутствии связей фундамента с конструктивными элементами здания определяются следующим образом (рис. 5.40). В окрестности центра предполагаемой поверхности скольжения проводим горизонтальную линию $I-I$. На этой линии отмечаем несколько положений предполагаемых центров O_1, O_2, O_3, \dots поверхностей скольжения и вычисляем для них коэффициент устойчивости. Через точку A , соответствующую минимальному значению коэффициента устойчивости, проводим вертикальную прямую

$II-II$ и на ней отмечаем новые предположительные положения центров O'_1, O'_2, O'_3, \dots . Для каждого из этих центров вновь проводим расчет по формуле (5.97). Полученное минимальное значение k сравниваем с его допустимым значением. Если k меньше допустимого, следует увеличить размеры фундамента или устроить подушку из более прочного грунта.

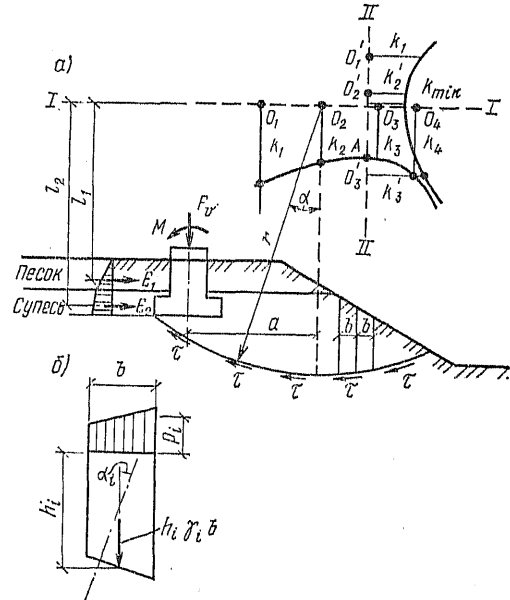


Рис. 5.40. К расчету несущей способности оснований по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения
а — расчетная схема; б — усилия, действующие на i -ю полосу

При наличии связей фундамента с конструктивными элементами зданий (перекрытиями, анкерами и др.) за центр поверхности скольжения может приниматься точка опирания фундамента.

Пример 5.20. Следует оценить несущую способность основания методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Фундамент (ленточный) является стеной подвала. Размеры фундамента, нагрузки и грунтовые условия приведены на рис. 5.41. В точке A фундамент связан с междуэтажным перекрытием. Верхний слой грунта толщиной 2,3 м — суглинок с $\gamma_1 = 18$ кН/м³; $\varphi_1 = 20^\circ$ и $c_1 = 15$ кПа; подстилающий грунт — глина с $\gamma_2 = 18,5$ кН/м³; $\varphi_2 = 6^\circ$; $c_2 = 19$ кПа; грунт обратной засыпки (выполняется на всю высоту из суглинка) имеет характеристики $\gamma'_1 = 0,95\gamma_1 = 0,95 \cdot 18 = 17$ кН/м³; $\varphi'_1 = 0,9\varphi_1 = 0,9 \cdot 20 = 18^\circ$; $c'_1 = 0,5c_1 = 0,5 \cdot 15 = 7,5$ кПа. Вертикальная нагрузка $N = 200$ кН/м приложена с эксцентриситетом $e = 0,25$ м. Ширина подошвы фундамента, полученная расчетом по деформациям, равна 2 м. Для уменьшения размеров фундамента применена песчаная подушка толщиной 0,5 м с характеристиками $\gamma_3 = 17$ кН/м³; $\varphi_3 = 34^\circ$; $c_3 = 1$ кПа. Ширина подошвы в этом случае принята равной 1,5 м. Вес 1 м длины фундамента $G = 93$ кН.

Решение. Поскольку фундамент загружен внецентрированной наклонной нагрузкой и следует принимать во внимание активное давление грунта, расчет

ТАБЛИЦА 5.33. К ПРИМЕРУ 5.20

Полоса	h_i	γ_{1i}	$\gamma_{1i}h_i$	α_i	ρ_i	φ_{1i}	c_{1i}	$\frac{c_{1i}}{\cos\alpha_i}$	$(\rho_i + \gamma_{1i}h_i) \times \times \text{tg}\varphi_{1i} \cos\alpha_i$	$\gamma_{1i}h_i \sin\alpha_i$
1-я	0,1	17	1,7	13°40'	110	34	1	1,03	73	0,39
2-я	0,2	17	3,4	7°	200	34	1	1,0	134	0,41
3-я	0,2	17	3,4	0°	280	34	1	1,0	190	0
4-я	1,1	18,5	20,4	7°	0	6	19	19,2	2,0	-2,34
5-я	1,0	18,5	18,5	13°50'	0	6	19	19,6	1,8	-4,25
6-я	0,9	18,5	16,6	21°	0	6	19	20,2	1,6	-6,00
7-я	0,7	18,5	12,9	28°25'	0	6	19	21,6	1,1	-6,05
8-я	0,35	18,5	6,4	36°25'	0	6	19	23,8	0,5	-3,76
								$\Sigma=107,43$	$\Sigma=404$	$\Sigma=-21,60$

по несущей способности основания является необходимым. Формула (5.79) в данном случае неприменима в силу неоднородности основания, поэтому расчет выполняем методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения по формуле (5.97). Учитывая, что фундамент в верхней части имеет неподвижную опору, за центр поверхности скольжения принимаем точку А. Радиус поверхности скольжения $r=AB=$

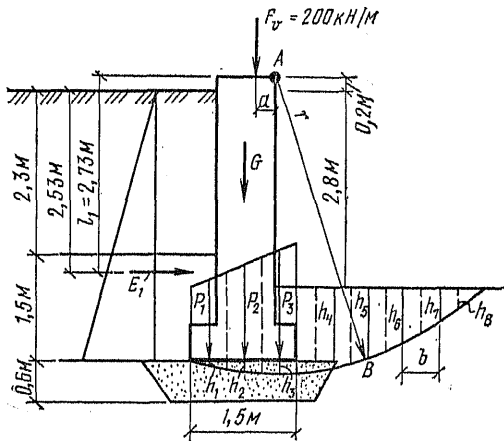


Рис. 5.41. К примеру 5.20

= 4.2 м. Величины крайних напряжений под подошвой фундамента: $p_{max} = 331$ кПа; $p_{min} = 65$ кПа.

Разбиваем массив грунта, ограниченный предполагаемой поверхностью скольжения, на восемь полос шириной $b=0,5$ м.

Значения параметров и их произведения, входящие в формулу (5.97), сводим в табл. 5.33.

Для определения равнодействующей активного давления грунта E_a с использованием формулы (5.96) необходимо предварительно вычислить λ_a и h_c для слоя суглинка:

$$\lambda_a = \text{tg}^2 (45 - 18/2) = 0,53;$$

$$h_c = \frac{2 \cdot 7,5 \sqrt{0,53}}{17 \cdot 0,53} = 1,2 \text{ м.}$$

Тогда

$$E_a = \frac{1}{2} (17 \cdot 3,8 \cdot 0,53 - 2 \cdot 7,5 \sqrt{0,53}) (3,8 - 1,2) = 30 \text{ кН.}$$

Подставляя результаты вычислений в формулу (5.97), получаем:

$$k = \frac{4,2 \cdot 0,5 (404 + 107,43)}{30 \cdot 2,5 + 98 \cdot 0,5 + 200 \cdot 0,25 + 4,2 \cdot 0,5 (-21,60)} = 8,2 > 1,2.$$

Устойчивость фундамента обеспечена.

5.6.5. Несущая способность оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами, а также илами

Несущая способность медленно уплотняющихся водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов оснований (при степени влажности $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v \leq 10^{-7}$ см²/год) определяется, как правило, с учетом нестабилизированного состояния грунтов; условие прочности имеет вид:

$$\tau = (\sigma - u) \text{tg} \varphi + c, \quad (5.98)$$

где σ — полное нормальное напряжение в рассматриваемой точке, складывающееся из напряжений в скелете грунта и избыточного давления в поровой воде u .

Избыточное давление в поровой воде определяется методами теории фильтрационной консолидации грунтов с учетом скорости увеличения нагрузки на основание в период строительства и эксплуатации сооружений.

При высоких темпах возведения сооружения или его нагружения эксплуатационными нагрузками, а также при отсутствии в основании дренирующих слоев или специальных дренирующих устройств несущую способность оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными грунтами, допускается определять в запас надежности без учета угла внутреннего трения грунтов ($\varphi=0$) или принимать значения φ_1 и c_1 , соответствующие нестабилизированному состоянию грунтов основания. В этих случаях предельная нагрузка на однородное основание, простирающееся ниже подошвы фундамента на глубину не менее $0,75b$, при отсутствии более слабого подстилающего слоя для вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания ленточного фундамента (на 1 м длины) определяется по формуле

$$N_u = b' [q + (\pi + 1 - \alpha + \cos \alpha) c_1], \quad (5.99)$$

где α — угол, рад:

$$\alpha = \arcsin \frac{F_h}{b' c_1}; \quad (5.100)$$

здесь F_h — горизонтальная составляющая внешней нагрузки на 1 м длины фундамента; q — пригрузка

со стороны предполагаемого выпора грунта (с учетом веса пола подвала или технического подполья).

Кроме расчета по формуле (5.99) необходима проверка устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига по подошве по формуле (5.92). Размеры фундамента при этом определяются по менее благоприятному варианту расчета.

При отсутствии горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент ($F_n=0$) формула (5.99) для ленточного фундамента принимает вид:

$$N_u = b' (q + 5,14c_1). \quad (5.101)$$

5.7. МЕРОПРИЯТИЯ ПО УМЕНЬШЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ И ВЛИЯНИЯ ИХ НА СООРУЖЕНИЕ

Для выполнения требований расчета оснований по предельным состояниям, кроме возможности и целесообразности изменения размеров фундаментов в плане или глубины их заложения (включая прорезку грунтов с неудовлетворительными свойствами), введения дополнительных связей, ограничивающих перемещения фундаментов, применения других типов фундаментов, изменения нагрузок на основание и т. д., следует рассмотреть необходимость применения:

мероприятий по предохранению грунтов основания от ухудшения их свойств;

мероприятий, направленных на преобразование строительных свойств грунтов;

конструктивных мероприятий, уменьшающих чувствительность сооружений к деформациям основания.

При проектировании следует также учитывать возможность регулирования усилий в конструкциях сооружения, возникающих при его взаимодействии с основанием.

Выбор какого-либо мероприятия или комплекса мероприятий должен производиться с учетом технико-экономического сравнения возможных вариантов.

К мероприятиям, предохраняющим грунты от ухудшения их строительных свойств, относятся:

водозащитные мероприятия на площадках, сложенных грунтами, чувствительными к изменению влажности (соответствующая компоновка генеральных планов; вертикальная планировка территории, обеспечивающая сток поверхностных вод; устройство дренажей, противофильтрационных завес и экранов; прокладка водоводов в специальных каналах или размещение их на безопасных расстояниях от со-

оружения; контроль за возможными утечками воды и т. п.);

защита грунтов основания от химически активных жидкостей, способных привести к просадкам, набуханию, активизации карстово-суффозонных явлений, повышению агрессивности подземных вод и т. п.;

ограничение источников внешних воздействий (например, вибраций);

предохранительные мероприятия сооружения (сохранение природной структуры и влажности грунтов; соблюдение технологии устройства оснований, фундаментов, подземных и надземных конструкций, не допускающей изменения принятой в проекте схемы и скорости передачи нагрузки на основание, в особенности при наличии в основании медленно консолидирующихся грунтов, и т. п.).

Преобразование строительных свойств грунтов основания (устройство искусственных оснований) достигается:

уплотнением грунтов (трамбованием тяжелыми трамбовками; устройством грунтовых свай; вытрамбовыванием котлованов под фундаменты; предварительным замачиванием грунтов; использованием энергии взрыва; глубинным гидровиброуплотнением; вибрационными машинами, катками и т. п.);

полной или частичной заменой грунтов основания (в плане и по глубине) подушками из песка, гравия, щебня и т. п.;

устройством насыпей (отсыпкой или гидронамывом);

закреплением грунтов (химическим, электрохимическим, бурсмесительным, термическим и другими способами);

введением в грунт специальных добавок (например, засолением грунта или пропиткой его нефтепродуктами для ликвидации пучинистых свойств);

армированием грунта (введением специальных пленок, сеток и т. п.).

В отдельных случаях преобразование строительных свойств грунтов (устройство искусственных оснований) целесообразно выполнять для достижения переменной жесткости основания с целью уменьшения усилий в конструкциях сооружения, возникающих при его взаимодействии с основанием.

Конструктивные мероприятия, уменьшающие чувствительность сооружений к деформациям основания, включают:

рациональную компоновку сооружения в плане и по высоте;

повышение прочности и пространственной жесткости сооружений, достигаемое усилением конструкций (особенно конструкций фунда-

ментно-подвальной части), в соответствии с результатами расчета сооружений во взаимодействии с основанием (введение дополнительных связей в каркасных конструкциях; устройство железобетонных или армокаменных поясов; разрезка сооружений на отсеки и т. п.);

увеличение податливости сооружений (если это позволяют технологические требования) за счет применения гибких или разрезных конструкций;

устройство приспособлений для выравнивания конструкций сооружения и рихтовки технологического оборудования.

Габариты приближения к строительным конструкциям подвижного технологического оборудования (мостовых кранов, лифтов и т. п.) должны обеспечивать его нормальную эксплуатацию с учетом возможных деформаций основания.

К мероприятиям, позволяющим уменьшить усилия в конструкциях сооружения при взаимодействии его с основанием, относятся:

размещение сооружения на площади застройки с учетом ее инженерно-геологического

строения и возможных источников вредных влияний (линз слабых или, наоборот, прочных грунтов, старых горных выработок, карстовых полостей, внешних водоводов и т. п.);

применение соответствующих конструкций фундаментов (например, фундаментов с малой боковой поверхностью на подрабатываемых территориях и при наличии в основании пучинистых грунтов);

засыпка пазух и устройство под фундаментами подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением, применение специальных антифрикционных покрытий, разработка временных компенсационных траншей для уменьшения усилий от горизонтальных деформаций оснований (например, в районах горных выработок);

регулирование сроков замоноличивания стыков сборных и сборно-монолитных конструкций;

обоснованная скорость и последовательность возведения отдельных частей сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах. — М.: Стройиздат, 1979. — 39 с.
2. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1978. — 375 с.
3. Строительные нормы и правила. Нагрузки и

- воздействия. СНиП II-6-74. — М.: Стройиздат, 1975.
4. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.
5. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. СНиП II-18-76. — М.: Стройиздат, 1977.

Глава 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ

6.1. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

6.1.1. Общие положения

Размеры подошвы и глубина заложения фундаментов определяются расчетом основания, приведенным в гл. 5. Расчет конструкции фундамента (плитной части и подколонника) производится по прочности и раскрытию трещин и включает: проверку на продавливание и на «обратный» момент, определение сечений арматуры и ширины раскрытия трещин, а также расчет прочности поперечного сечения подколонника.

Исходными данными для расчета являются: размеры подошвы плитной части; глубина заложения и высота фундамента; площадь сечения подколонника; сочетания расчетных и нормативных нагрузок от колонны на уровне обреза фундамента.

Расчет фундаментов по прочности и раскрытию трещин производится на основное и особое сочетания нагрузок. При расчете фундамента по прочности расчетные усилия и моменты принимаются с коэффициентом надежности по нагрузке по указаниям действующих СНиП, а при расчете по раскрытию трещин — с коэффициентом надежности по нагрузке, равным единице.

При проверке прочности плитной части фундамента на обратный момент необходимо учитывать нагрузки от складываемого на полу материала и оборудования.

При расчете фундаментов по прочности и по раскрытию трещин возникающие в них усилия от температурных и им подобных деформаций принимаются изменяющимися по вертикали от полного их значения на уровне обреза фундамента до половинного значения на уровне подошвы фундамента.

Расчетные характеристики бетона и стали приведены в гл. 4 и принимаются с учетом соответствующих коэффициентов условий работы [5, 9].

6.1.2. Расчет фундаментов на продавливание

Расчет на продавливание производится из условия, чтобы действующие усилия были восприняты бетонным сечением фундамента без установки поперечной арматуры: при монолитном сопряжении колонны с плитной частью — от верха последней (рис. 6.1, а), при монолит-

ном сопряжении подколонника с плитной частью независимо от вида соединения колонны с подколонником (монолитные или стаканые) при расстоянии от верха плитной части до низа колонны $H_1 \geq (b_{uc} - b_c) / 2$ — от верха

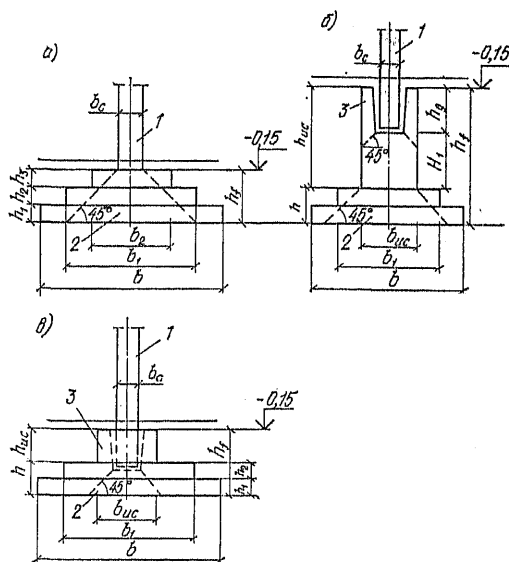


Рис. 6.1. Схема образования пирамиды продавливания

а — монолитное сопряжение плитной части с колонной; б — то же, с высоким подколонником; в — то же, с низким подколонником; 1 — колонна; 2 — плитная часть; 3 — подколонник

плитной части (рис. 6.1, б), а при меньшем H_1 — от низа колонны (рис. 6.1, в). Проверка выполнения этого условия производится в обоих направлениях [8].

При расчете фундамента на продавливание определяется минимальная высота плитной части h и назначаются число и размеры ее ступеней или проверяется несущая способность плитной части при заданной ее конфигурации. При расчете на продавливание от верха плитной части принимается, что продавливание фундамента при центральном нагружении происходит по боковым поверхностям пирамиды, стороны которой наклонены под углом 45° к горизонтали (см. рис. 6.1).

Квадратный фундамент рассчитывается на продавливание из условия

$$F \leq k R_{bt} b_a h_0, \quad (6.1)$$

где F — расчетная продавливающая сила; k — коэффициент, принимаемый равным 1; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона на растяжение; b_a — среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, образующейся в пределах рабочей высоты сечения h_0 (расстояние от верха плитной части до середины арматуры).

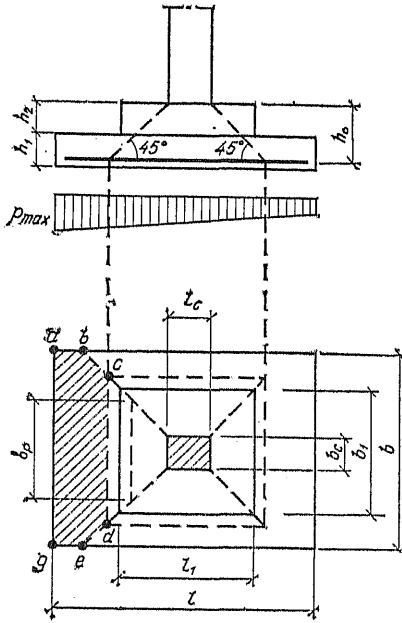


Рис. 6.2. Схема образования пирамиды продавливания при внецентренной нагрузке

Величины F и b_a определяются по формулам:

$$b_a = 2(l_c + b_c + 2h_0); \quad (6.2)$$

$$F = A_0 p, \quad (6.3)$$

где p — давление на грунт без учета веса фундамента и грунта на его уступах;

$$A_0 = A - A_p; \quad (6.4)$$

здесь A — площадь подошвы фундамента; A_p — площадь нижнего основания пирамиды продавливания.

Для центрально нагруженных прямоугольных и внецентренно нагруженных квадратных фундаментов принимают схему, в которой рассматривается условие прочности одной грани, параллельной меньшей стороне основания фундамента (рис. 6.2). Условие прочности проверяется по формуле (6.1).

Расчет производится на действие вертикальной силы N , приложенной по обрезу фундамента, и момента на уровне подошвы M . В этом случае сила и размер стороны пирамиды продавливания будут:

$$F = A_0 p; \quad F = A_0 p_{max}, \quad (6.5)$$

$$\text{где } A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_0) - 0,25(b - b_c - 2h_0)^2; \quad (6.6)$$

$$b_p = b_c + h_0; \quad (6.7)$$

p, p_{max} — среднее или наибольшее краевое давление на грунт от расчетных нагрузок:

при центральном нагружении

$$p = N/A; \quad (6.8)$$

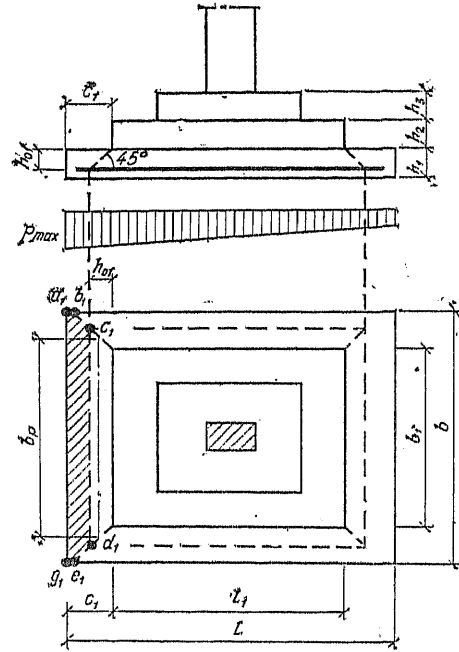


Рис. 6.3. Схема пирамиды продавливания для фундамента с многоступенчатой плитной частью

при внецентренном нагружении

$$p_{max} = N/A + M/W, \quad (6.9)$$

здесь W — момент сопротивления подошвы фундамента.

Если

$$b - b_c < 2h_0, \quad (6.10)$$

то

$$b_p = 0,5(b - b_c), \quad (6.11)$$

тогда

$$A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_0). \quad (6.12)$$

Число и высота ступеней назначаются в зависимости от полной высоты плиты части h в соответствии с табл. 4.25 и с учетом модульных размеров.

Вначале определяется (см. гл. 4) вынос нижней ступени фундамента c_1 (рис. 6.3) и проверяется условие

$$F \leq R_{bt} h_{01} b_p, \quad (6.13)$$

где h_{01} — рабочая высота нижней ступени фундамента.

Сила F и b_p вычисляются по формулам:

$$F = A_{01} p_{max}; \quad (6.14)$$

$$b_p = b_1 + h_{01}, \quad (6.15)$$

где A_{01} — площадь многоугольника $a_1 b_1 c_1 d_1 e_1 g_1$:

$$A_{01} = 0,5b(l - l_1 - 2h_{01}) - 0,25(b - b_1 - 2h_{01})^2, \quad (6.16)$$

если $b - b_1 < 2h_{01}$, то

$$A_{01} = 0,5b(l - l_1 - 2h_{01}). \quad (6.17)$$

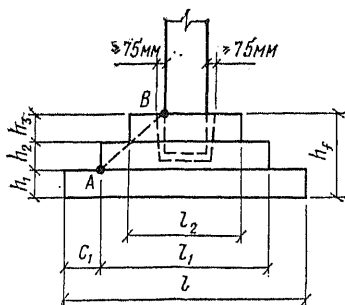


Рис. 6.4. К определению высоты ступеней

Вынос нижней ступени c_1 принимается не более величин, указанных в табл. 4.28 с учетом модульных размеров.

Минимальные размеры остальных ступеней фундамента в плане определяются после установления выноса нижней ступени c_1 пересечениями линии AB с линиями, ограничивающими высоты ступеней (рис. 6.4). Для двухступенчатых и трехступенчатых фундаментов эти размеры должны быть не менее:

$$l_1 \geq l - 2c_1; \quad (6.18)$$

$$b_1 \geq ml_1; \quad (6.19)$$

$$l_2 \geq (l - 2c_1 - l_c) h_3 / (h_2 + h_3) + l_c; \quad (6.20)$$

$$b_2 \geq ml_2 + l_c; \quad (6.21)$$

здесь m — отношение меньшей стороны фундамента к большей, принимаемое равным 0,6—0,85.

Окончательные размеры ступеней назначаются с учетом унификации размеров фундаментов (см. гл. 4).

Необходимо учитывать, что вынос ступеней, особенно нижней, определяет количество арматуры. В этой связи назначенные по приведенной выше методике размеры ступеней могут быть скорректированы из условия экономичности армирования.

При некоторых характерных соотношениях размеров ступеней проверка несущей способности плитной части производится следующим образом.

Для центрально и внецентренно нагруженных прямоугольных фундаментов с верхней ступенью, одна сторона которой $l_1 > l_c + 2h_2$, а другая $b_1 \leq b_c + 2h_2$ (рис. 6.5), расчет на продавливание производится из условия

$$F \leq R_{bt} (h_{01} b_{1p} + h_3 b_{2p}). \quad (6.22)$$

Значение F определяется по формуле (6.5), b_{1p} и b_{2p} — по формулам:

$$b_{1p} = b_1 + h_{01}; \quad (6.23)$$

$$b_{2p} = (b_1 + b_c) / 2. \quad (6.24)$$

Площадь многоугольника $abcdeg$

$$A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_0) - 0,25(b - b_1 - 2h_{01})^2. \quad (6.25)$$

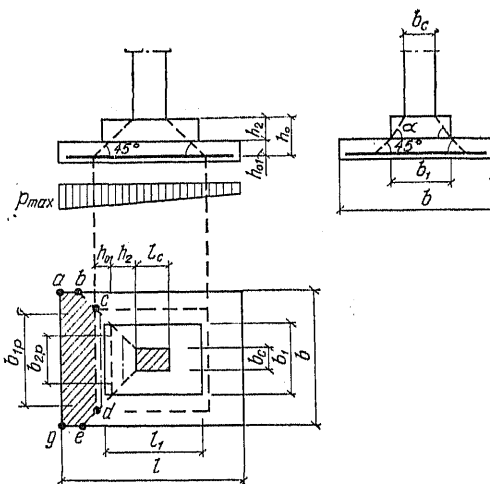


Рис. 6.5. Схема образования пирамиды продавливания для прямоугольного фундамента

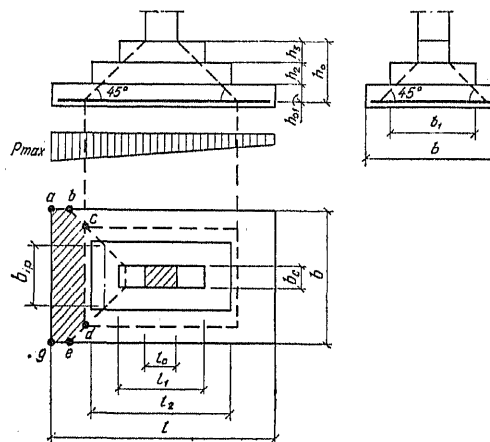


Рис. 6.6. Схема образования пирамиды продавливания для прямоугольных фундаментов, имеющих в двух направлениях разное число ступеней

Если $b - b_1 < 2h_{01}$, то A_0 определяется по формуле (6.12).

Для центрально и внецентренно нагруженных прямоугольных фундаментов, имеющих в двух направлениях разное число ступеней (рис. 6.6), расчет на продавливание осуществляется по формуле

$$F \leq R_{bt} [(h_0 - h_3) b_{1p} + h_3 b_c]. \quad (6.26)$$

Значение F определяется по формуле (6.5), b_{1p} — по формуле

$$b_{1p} = b_c + (h_0 - h_3). \quad (6.27)$$

Площадь многоугольника $abcdeg$

$$A_0 = 0,5b(l - l_c - 2h_0) - 0,25[b - b_c - 2(h_0 - h_3)]^2. \quad (6.28)$$

Если $b - b_c < 2(h_0 - h_3)$, то A_0 определяется по формуле (6.12).

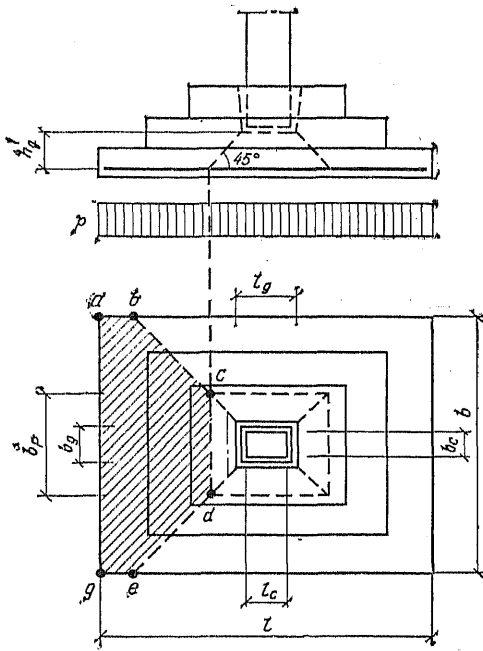


Рис. 6.7. Схема образования пирамды продавливания для стаканного фундамента

Проверка фундамента по прочности на продавливание колонной от дна стакана производится только от действия нормальной силы (рис. 6.7) по формуле

$$N \leq kR_{bt} b_{lp} h'_g lb / A_0, \tag{6.29}$$

где N — расчетная нормальная сила в сечении колонны у обреза фундамента (без его веса и веса грунта на обрезах);

$$b_p = b_g + h'_g; \tag{6.30}$$

h'_g — рабочая высота пирамды продавливания от дна стакана до центра растянутой арматуры; A_0 — площадь многоугольника $abcdeg$:

$$A_0 = 0,5b(l - l_g - 2h'_g) - 0,25(b - b_g - 2h'_g)^2; \tag{6.31}$$

l_g и b_g — размеры дна стакана.

По прочности на раскалывание эти фундаменты проверяются от действия нормальной силы N в сечении колонны у обреза фундамента по формулам:

$$N \leq (1 + b_c/l_c) \mu' \gamma_c A_l R_{bt}; \tag{6.32}$$

$$N \leq (1 + l_c/b_c) \mu' \gamma_c A_b R_{bt}, \tag{6.33}$$

где μ' — коэффициент трения бетона по бетону, равный 0,7; γ_c — коэффициент условий работы фундамента в грунте, равный 1,3; A_l , A_b — площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям колонны параллельно сторонам l и b подошвы фундамента, за вычетом площади сечения стакана.

При $b_c/l_c < A_b/A_l$ расчет ведется по формуле (6.32), при $b_c/l_c > A_b/A_l$ — по формуле (6.33). При определении N по формуле (6.32) отно-

шение b_c/l_c должно приниматься более 0,4, а по формуле (6.33) отношение l_c/b_c — не менее 2,5.

После проведения расчетов на продавливание и раскалывание принимается большее значение несущей способности фундамента.

Если стакан фундамента не армирован, дополнительно производится расчет на продавливание внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных в плане фундаментов от верха стакана. При этом в формуле (6.1) коэффициент k принимается равным 0,75.

6.1.3. Определение площади сечений арматуры плитной части

Площадь сечений рабочей арматуры A_s в обоих направлениях определяется из расчета на изгиб консольного выступа плитной части фундамента в сечениях на грани колонны (подколонника) и по граням ступеней от действия давления грунта.

Площадь сечения арматуры на всю ширину фундамента определяется по формуле

$$A_s = M_i / (0,9h_i R_s), \tag{6.34}$$

где M_i — изгибающий момент в рассматриваемом сечении консольного выступа (по грани колонны или по граням ступеней); h_i — рабочая высота рассматриваемого сечения от верха ступени до центра арматуры; R_s — расчетное сопротивление арматуры.

Изгибающие моменты M_i в расчетных сечениях определяются по давлению грунта p , вычисленному от расчетных значений нормальной силы N , приложенной по обрезу фундамента, и изгибающего момента M на уровне подошвы, действующего в плоскости определяемого момента M_i [6].

Изгибающий момент M_i в сечении i , определяемый в направлении l (большого размера подошвы),

$$M_{xi} = \frac{c_i^2 b}{6} (2p_{max} + p_i) \tag{6.35}$$

и в направлении b (меньшего размера подошвы)

$$M_{yi} = \frac{c_i^2 l}{6} (2p_{max} + p_i), \tag{6.36}$$

где c_i — длина консоли от края фундамента до расчетного сечения (рис. 6.8); p_{max} — максимальное краевое давление на грунт, определяемое по формуле (6.9); p_i — давление на грунт в расчетном сечении:

$$p_i = N/A + k'_i M/W; \tag{6.37}$$

$$k'_i = 1 - 2c_i/l. \tag{6.38}$$

6.1.4. Расчет плитной части на «обратный» момент

При неполном касании подошвой фундамента грунта (см. гл. 5) необходимо проверять

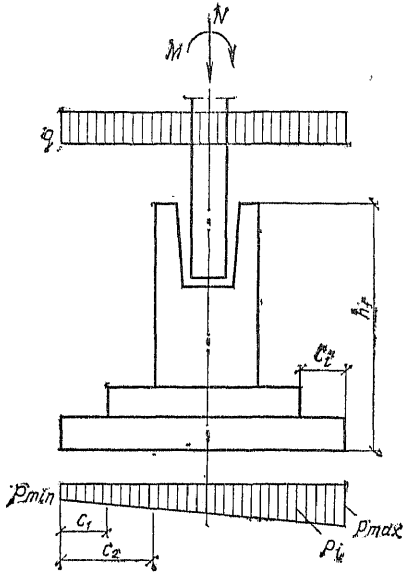


Рис. 6.8. К определению сечения арматуры

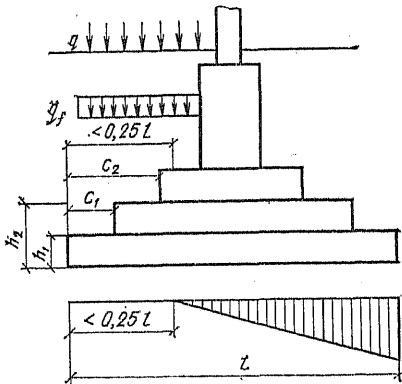


Рис. 6.9. К определению обратного момента

прочность плитной части на изгиб в обратном направлении в сечениях (по граням ступеней), расположенных в пределах участка отрыва подошвы от действия веса грунта на уступах фундамента и от нагрузок на полу над фундаментом, которые вызывают так называемый обратный момент.

Обратный момент должен быть воспринят бетонным сечением плитной части (без постановки горизонтальной арматуры в растянутом сечении). Предельное значение обратного момента M_{ir} должно удовлетворять условию

$$M_{ir} \leq R_{bt} W_i, \quad (6.39)$$

где M_{ir} — изгибающий обратный момент в рассматриваемом i -м сечении консольного выступа (по грани колонны или по граням ступеней); W_i — момент сопротивления для растянутой грани i -го бетонного сечения.

Изгибающий обратный момент M_{ir} определяется как сумма изгибающих моментов в рас-

сматриваемом сечении от действия нагрузки на поверхности и веса фундамента с лежащим выше грунтом (рис. 6.9):

$$M_{ir} = (q + q_f) b c_i^2 / 2, \quad (6.40)$$

где q — нагрузка на пол, кН/м²;

$$q_f = \bar{\gamma} d; \quad (6.41)$$

здесь $\bar{\gamma}$ — усредненный удельный вес грунта и фундамента кН/м³; d — глубина заложения фундамента.

Момент сопротивления бетонных сечений определяется по формуле

$$W_i = b h_i^2 / 3,5, \quad (6.42)$$

где h_i — высота сечения.

6.1.5. Расчет прочности поперечных сечений подколонника

Расчет продольной арматуры железобетонного подколонника производится на внецентренное сжатие в двух сечениях по высоте (рис. 6.10): прямоугольного сечения на уровне плитной части (сечение I—I) и коробчатого сече-

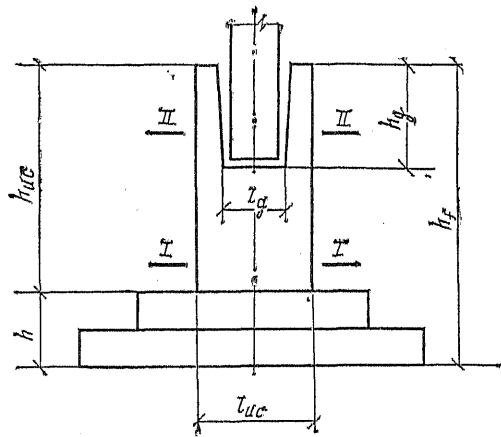


Рис. 6.10. Расчетные сечения подколонника

ния стаканной части на уровне заделанного торца колонны (сечение II—II).

При расчете прямоугольных сечений I—I принимаются расчетные усилия: нормальная сила N по обрезу фундамента и изгибающие моменты \bar{M}_x и \bar{M}_y на уровне рассматриваемого сечения.

Для коробчатого сечения III—III или III'—III' стаканной части подколонника площадь сечения поперечной арматуры (рис. 6.11) допускается определять от действия условных изгибающих моментов M_{kx} и M_{ky} относительно оси, проходящей через точку k (k'), без учета нормальной силы:

в плоскости x (вдоль стороны l)

при $e_{0x} > l_c / 2$

$$M_{kx} = 0,8 (M_x + Q_x h_Q - N l_c / 2); \quad (6.43)$$

при $l_c/2 > e_{0x} > l_c/6$

$$M_{k'x} = M_x + Q_x h_Q - 0,7N e_{0x}; \quad (6.44)$$

в плоскости y (вдоль стороны b)

при $e_{0y} \geq b_c/2$

$$M_{ky} = 0,8 (M_y + Q_y h_Q - N b_y/2); \quad (6.45)$$

при $b_c/2 > e_{0y} > b_c/6$

$$M_{k'y} = M_y + Q_y h_Q - 0,7N e_{0y}, \quad (6.46)$$

где N , M_x , M_y , Q_x , Q_y — нормальная сила, изгибающие моменты и горизонтальные силы на уровне обреза фундамента.

Стенки стакана армируют горизонтальными сварными сетками, площадь поперечной арматуры которых в сечении III—III или III'—III' (см. рис. 6.11) определяется из уравнений:

$$\sum_1^n R_s A_i z_i = M_k; \quad \sum_1^n R_s A_i z_i = M_{k'}, \quad (6.47)$$

где A_i — площадь всех стержней одного направления в сетке; z_i — расстояние от плоскости сетки до низа колонны; R_s — расчетное сопротивление арматуры.

При одинаковых диаметрах поперечной арматуры и одинаковой марке стали площадь сечения поперечной рабочей арматуры каждой сварной сетки будет:

при $e_0 > l_c/2$

$$A_s = M_k / \left(R_s \sum_1^n z_i \right); \quad (6.48)$$

при $l_c/2 > e_0 > l_c/6$

$$A_s = M_{k'} / \left(R_s \sum_1^n z_i \right). \quad (6.49)$$

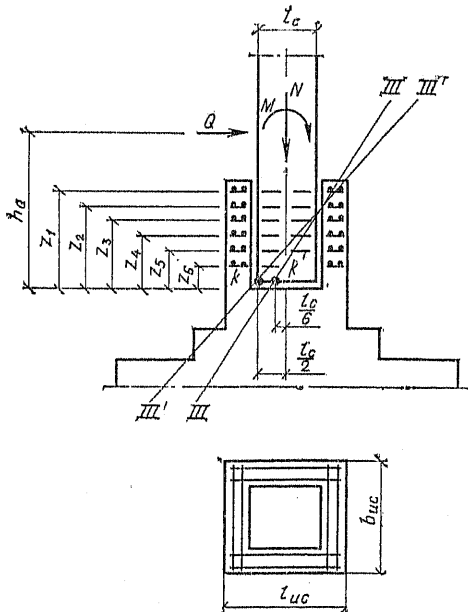


Рис. 6.11. Расчетные сечения стакана

Поперечное армирование подколонника при действии нормальной силы в пределах ядра сечения ($e_0 \leq l_c/6$) назначается конструктивно. Если это необходимо по расчету, то допускается увеличивать диаметр стержней двух верхних сеток по сравнению с диаметром стержней остальных сеток, который назначается в соответствии с расчетом.

При заглублении стакана в плитную часть фундамента площадь сечения поперечной рабочей арматуры сеток также определяется по формулам (6.48), (6.49), а сетки поперечного армирования устанавливаются в пределах подколонника.

Стенки стакана допускается не армировать в следующих условиях: при их толщине поверху более 200 мм и более 0,75 высоты верхней ступени (при глубине стакана большей, чем высота подколонника); при их толщине поверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника). Проверка прочности дна стакана подколонника производится расчетом на местное смятие от торца колонны.

Для внецентренно сжатых подколонников и изгибаемой плитной части ширина раскрытия трещин рассчитывается следующим образом: если $M_t/M_s \geq 2/3$ — проверяется длительное раскрытие трещин, от действия момента M_t , если $M_t/M_s < 1/3$ — проверяется кратковременное раскрытие трещин от действия момента M_s (где M_t — момент от постоянных и длительных нагрузок; M_s — суммарный момент, включающий и кратковременные нагрузки).

Проверка ширины раскрытия трещин при однородном армировании не производится в таких случаях [9]:

если коэффициент армирования μ превышает 0,02 для арматуры классов А-II и А-III;

если при любом μ диаметр арматуры не превышает 22 мм для класса А-II и 8 мм для класса А-III.

Предельная ширина трещин не должна превышать:

при расположении элемента выше уровня грунтовых вод при кратковременной нагрузке 0,4 мм, при длительной 0,3 мм;

при расположении элемента ниже уровня грунтовых вод при кратковременной нагрузке 0,3 мм, при длительной 0,2 мм.

Пример 6.1. Определить размеры и площадь сечения арматуры внецентренно нагруженного фундамента со ступенчатой плитной частью и стаканом сопряженным с колонной размером сечения $l_c \times b_c = 400 \times 400$ мм. Глубина заложки колонны 0,75 м. Отметки: низа колонны — 0,90 м, обреза фундамента — 0,15 м, низа подошвы — 2,55 м. Размер подошвы $3,3 \times 2,7$ м.

Расчетные нагрузки на уровне обреза фундамента приведены в табл. 6.1.

ТАБЛИЦА 6.1. К ПРИМЕРУ 6.1

Расчетное сочетание	При $\gamma_f = 1$					При $\gamma_f > 1$				
	N , кН	M_x , кН·м	Q_x , кН	M_y , кН·м	Q_y , кН	N , кН	M_x , кН·м	Q_x , кН	M_y , кН·м	Q_y , кН
1	2000	80	30	50	20	2400	96	36	60	24
2	800	110	50	70	30	960	132	60	84	36
3	1750	280	60	10	5	2100	336	72	12	6

Примечание. Индексы обозначают: x — направление вдоль большего размера подошвы; y — то же, вдоль меньшего.

Материалы: сталь класса А-III, $R_s = 360$ МПа (\varnothing 6–8 мм), $R_s = 375$ МПа (\varnothing 10 мм), бетон тяжелой марки М150 (М200).

Расчетные сопротивления приняты со следующими коэффициентами условий работы: $\gamma_{b1} = 1$; $\gamma_{b2} = 0,9$; $\gamma_{b4} = 0,85$.

Решение. 1. Назначение предварительных геометрических размеров фун-

сочетание 3

$$p_{max} = 2100/8,92 + (336 + 72 \cdot 2,4)/4,9 = 0,339 \text{ МПа.}$$

Принимаем наибольшее значение $p_{max} = 0,339$ МПа

Продавливающая сила $F = A_0 p_{max}$.

По формуле (6.6)

$$A_0 = 0,5b(l - l_{uc} - 2h_0) - 0,25(b - b_{uc} - 2h_0)^2 = 0,5 \cdot 2,7(3,3 - 0,9 - 2 \cdot 0,55) - 0,25(2,7 - 0,9 - 2 \cdot 0,55)^2 = 1,64 \text{ м}^2.$$

Тогда $F = 1,64 \cdot 0,339 = 556$ кН.

Задаемся маркой бетона М150 с $R_{bt} = 0,57$ МПа.

С учетом $\gamma_{b2} = 0,9$ и $\gamma_{b4} = 0,85$ $R_{bt} = 0,57 \cdot 0,9 \cdot 0,85 = 0,436$ МПа.

По формуле (6.7) $b_p = b_c + h_0 = 0,9 + 0,55 = 1,45$ м.

Тогда

$$kR_{bt} b_p h_0 = 1 \cdot 0,436 \cdot 1,45 \cdot 0,55 = 305 \text{ кН} < 556 \text{ кН.}$$

Следовательно, принятая высота плитной части фундамента недостаточна. Переход на бетон марки М200 повысит несущую способность на продавливание в $250/150 = 0,7/0,57 = 1,2$ раза, чего также недостаточно. Следует либо увеличить высоту верхней ступени (например, с 0,3 до 0,45 м), либо ввести еще одну (третью) ступень, т.е. принять высоту плитной части $h = 0,9$ м; $h_0 = 0,85$ м.

Принимаем трехступенчатый фундамент. Проверку на продавливание производим (при разном числе ступеней плитной части) в двух направлениях по формулам (6.27) и (6.28):

$$A_0 = 0,5b(l - l_{uc} - 2h_0) - 0,25[b - b_{uc} - 2(h_0 - h_s)]^2 = 0,5 \cdot 2,7(3,3 - 0,9 - 2 \cdot 0,85) - 0,25[2,7 - 0,9 - 2(0,85 - 0,3)]^2 = 0,85 \text{ м}^2;$$

$$F' = 0,85 \cdot 0,339 = 288 \text{ кН};$$

$$b_{1p} = b_{uc} + (h_0 - h_s) = 0,9 + (0,85 - 0,3) = 1,45 \text{ м.}$$

Несущая способность фундаментов по формуле (6.26)

$$F = 0,436[(0,85 - 0,3)1,45 + 0,3 \cdot 0,9] = 465 \text{ кН} > 288 \text{ кН.}$$

Принятый фундамент удовлетворяет условию прочности на продавливание.

Рассмотрим дополнительно вариант при двухступенчатом фундаменте с высотой верхней ступени 0,45 м. Тогда (при $h_0 = 0,7$ м):

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,7(3,3 - 0,9 - 2 \cdot 0,7) - 0,25(2,7 - 0,9 - 2 \cdot 0,7)^2 = 1,31 \text{ м}^2;$$

$$F' = 1,31 \cdot 0,339 = 444,1 \text{ кН};$$

$$b_{1p} = 0,9 + 0,7 = 1,6 \text{ м.}$$

Несущая способность фундамента по формуле (6.1)

$$F = 1 \cdot 0,436 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 488,3 \text{ кН} > 444 \text{ кН,}$$

т.е. и такой фундамент удовлетворяет прочности на продавливание.

Покажем, однако, что последний вариант менее экономичен. Действительно, объем плитной части высотой 0,9 м при трехступенчатом фундаменте

$$V_s = 3,3 \cdot 2,7 \cdot 0,3 + 2,4 \cdot 1,8 \cdot 0,3 + 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,3 = 4,37 \text{ м}^3,$$

а при двухступенчатом фундаменте с учетом допол-

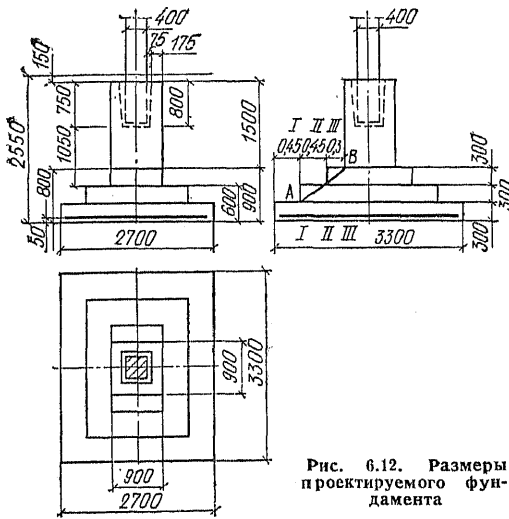


Рис. 6.12. Размеры проектируемого фундамента

дamenta (рис. 6.12). Определим необходимую толщину стенок стакана по сочетанию 3:

$$e_0 = M_x / N = 336 / 2100 = 0,16 \text{ м,}$$

$$\text{т.е. } e_0 < 2l_c = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ м.}$$

Толщина стенок должна быть $\delta > 0,2l_c = 0,2 \cdot 0,4 = 0,08$ м, но не менее 0,15 м. Тогда размеры подколоники $l_{uc} = h_{uc} = 2 \times 0,15 + 2 \times 0,075 + 0,4 = 0,85$ м. Принимаем с учетом рекомендуемого модуля 0,3 м.

$$l_{uc} = b_{uc} = 0,9 \text{ м.}$$

Высоты ступеней плитной части $h_s = 0,3$ м. Площадь подошвы фундамента $A = 3,3 \times 2,7 = 8,92$ м². Момент сопротивления в направлении большего размера

$$W_x = l^2 b / 6 = 3,3^2 \cdot 2,7 / 6 = 4,9 \text{ м}^3.$$

Рабочая высота плитной части $h = 0,3 \cdot 2 - 0,05 = 0,55$ м. Глубина стакана $h_g = 0,75 + 0,05 = 0,8$ м.

2. Расчет фундамента на продавливание. Расстояние от верха плитной части до низа колонны 1,05 м, в то время как $h_{uc} = (l_{uc} - l_c) / 2 = 0,25$ м, следовательно, проверка на продавливание плитной части производится от низа подколоники. Максимальное крайнее давление на грунт (6):

сочетание 1

$$p_{max} = N/A + (M_x + Q_x H) / W_x = 2400/8,92 + (96 + 36 \cdot 2,4) / 4,9 = 0,268 + 0,033 = 0,306 \text{ МПа};$$

нительного объема подколонника на высоте 0,9—0,75=0,15 м

$$V_2 = 3,3 \cdot 2,7 + 2,4 \cdot 1,8 \cdot 0,45 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,15 = 4,74 \text{ м}^3 > 4,37 \text{ м}^3.$$

Итак, принимаем трехступенчатый фундамент с высотой плитной части 0,9 м.

Проверим прочность нижней ступени при заданном ее выносе 450 мм и $h_{01}=0,25$ м:

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,7 (3,3 - 2,4 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 (2,7 - 1,8 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,5 \text{ м}^2;$$

$$P = 0,5 \cdot 0,339 = 169 \text{ кН};$$

$$b_{1p} = 1,8 + 0,25 = 2,05 \text{ м}.$$

Несущая способность ступени $F=1 \cdot 0,436 \cdot 2,05 \times \times 0,25=223 \text{ кН} > 169,5 \text{ кН}$.

Размеры лежащих выше ступеней назначаются пересечением линии АВ с линиями, ограничивающими высоты ступеней (рис. 6.13).

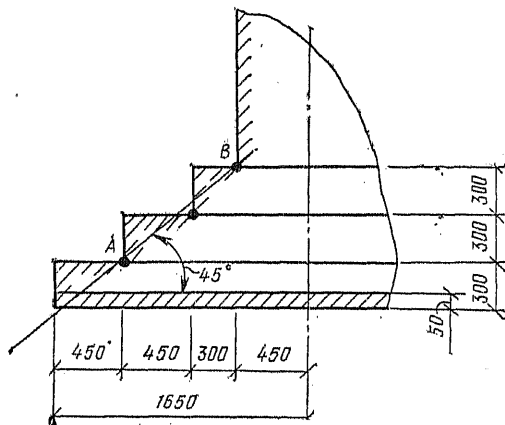


Рис. 6.13. К определению размеров ступеней

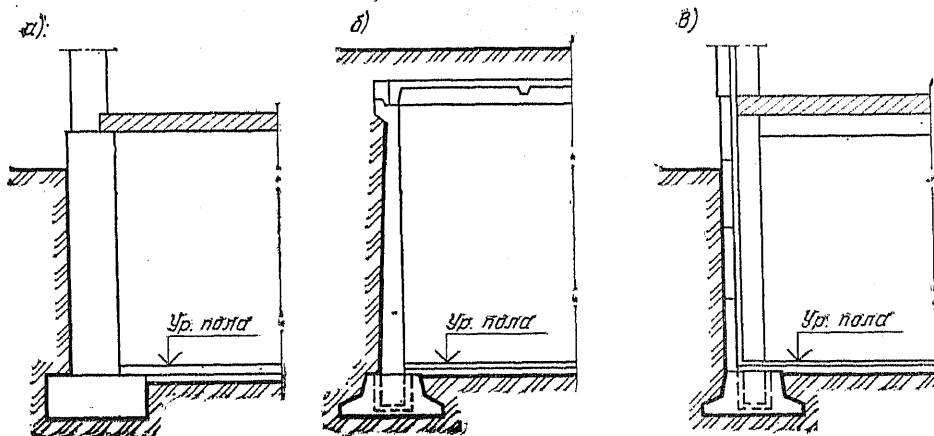
Определение площади сечений арматуры плитной части фундамента проведем на примере нижней арматуры (направленной вдоль большей стороны подошвы фундамента) класса А-II.

Расчетные усилия на уровне подошвы принимаем по сочетанию 3 без учета веса фундамента:

$$N = 2100 \text{ кН}; \quad M = 336 + 72 \cdot 2,4 = 509 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e_{0x} = 509/2100 = 0,242 \text{ м}.$$

Рис. 6.14. Наружные стены подвала
а — массивная; б — гибкая, опертая на перекрытие;
в — гибкая, опертая на колонны



Определим давление на грунт в расчетных сечениях (см. рис. 8.12):

$$p_{max} = N/A + M/W = 2100/8,92 + 509/4,9 = 370 \text{ кН/м}^2;$$

По формуле (6.38) $k'_I = 1 - 2 \cdot 0,45/3,3 = 0,73$, тогда

$$p_I = N/A + k_I M/W = 236 + 0,73 \cdot 135 = 345 \text{ кН/м}^2.$$

Аналогично получаем:

$$k'_{II} = 1 - 2 \cdot 0,9/3,3 = 0,45;$$

$$p_{II} = 236 + 0,45 \cdot 135 = 297 \text{ кН/м}^2;$$

$$k'_{III} = 1 - 2 \cdot 1,2/3,3 = 0,28;$$

$$p_{III} = 236 + 0,28 \cdot 135 = 274 \text{ кН/м}^2.$$

Изгибающие моменты:

$$M_I = \frac{0,45^2 \cdot 2,7}{6} (2 \cdot 370 + 345) = 97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = \frac{0,9^2 \cdot 2,7}{6} (2 \cdot 370 + 297) = 375 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = \frac{1,2^2 \cdot 2,7}{6} (2 \cdot 370 + 274) = 665 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем арматуру класса А-II с $R_s=285$ МПа:

$$F_I = \frac{97 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 25 \cdot 285} = 15 \text{ см}^2; \quad F_{II} = \frac{375 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 55 \cdot 285} = 26,2 \text{ см}^2;$$

$$F_{III} = \frac{665 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 85 \cdot 285} = 30,2 \text{ см}^2.$$

6.2. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И СТЕН ПОДВАЛОВ

6.2.1. Общие положения

Ленточные фундаменты под стены выполняются в монолитном или сборном варианте (см. гл. 4). При наличии подвала фундаментная стена является одновременно стеной подвала, которая работает совместно с элементами сооружения.

По конструктивному решению стены подвалов зданий и сооружений подразделяются на массивные (рис. 6.14, а) и гибкие (рис. 6.14, б, в). Массивные стены применяются в подвалах зданий и сооружений и выполняются из кирпича, крупных бетонных блоков, па-

нелей и т. д. Гибкие стены выполняются, как правило, в виде железобетонных навесных панелей, работающих на изгиб в вертикальной плоскости. Стены подвалов опираются на перекрытия, располагаемые выше или ниже поверхности грунта.

Стены подвала, опертые на колонны, рассчитываются по схеме разрезной балки с расчетным пролетом, равным расстоянию между осями колонн, на равномерно распределенную нагрузку от давления грунта, равного среднему давлению в пределах условно принятой расчетной ширины панели.

Наружные стены подвалов, опертые на перекрытия, рассчитываются: по первой группе предельных состояний — на устойчивость положения стен подвалов против сдвига на подошве фундамента (при отсутствии специальных конструктивных мероприятий, удерживающих стену от сдвига); на устойчивость основания фундамента стены (для нескальных грунтов); на прочность скального основания (для скальных грунтов); на прочность элементов конструкций и узлов соединений; по второй группе предельных состояний — на деформации оснований фундаментов стен, на образование трещин в элементах конструкций.

Все эти расчеты, за исключением расчетов на устойчивость основания, в которых следует использовать метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, выполняются так же, как и для свободно стоящих подпорных стен (см. далее гл. 7). Расчеты на устойчивость с использованием метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения производятся при фиксированном центре этих поверхностей. За центр поверхности скольжения в этих случаях принимается нижняя точка опирания стены на перекрытие.

6.2.2. Расчет ленточных фундаментов

Ленточные фундаменты наружных стен зданий с подвалами рассчитываются на нагрузки, передаваемые стеной подвала, и на действующее на них давление грунта.

Расчет ленточных фундаментов производится по сечению $I-I$, проходящему по краю фундаментной стены (рис. 6.15), а при ступенчатой форме фундаментов — и по грани ступени. Расчетные усилия в сечении на 1 м длины фундамента при центральной нагрузке определяются по формулам:

$$M = 100pa^2/2; \quad (6.50)$$

$$Q = 100pa, \quad (6.51)$$

где p — среднее давление по подошве фундамента, передаваемое на грунт от расчетных нагрузок; a — вылет консоли фундамента.

Расчетные усилия в сечении на 1 м длины фундамента при внецентренной нагрузке

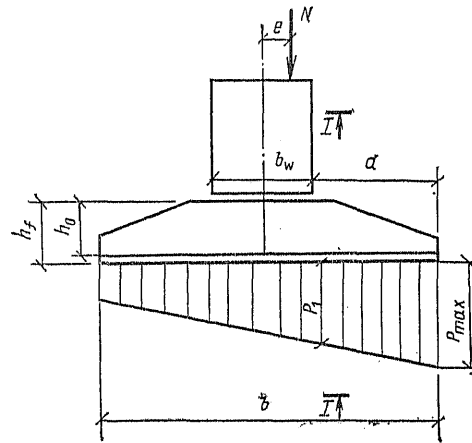


Рис. 6.15. К расчету ленточного фундамента

(см. рис. 6.15) вычисляются по формулам:

$$M = a^2 (2p_{max} + p_1)/6; \quad (6.52)$$

$$Q = a (p_{max} + p_1)/2, \quad (6.53)$$

где p_{max} и p_1 — соответственно давления от расчетных нагрузок, передаваемые на грунт под краем фундамента и в расчетном сечении.

Расчет по прочности нормальных сечений производится на момент от расчетных нагрузок. Подбор площади сечения продольной арматуры производится по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0}, \quad (6.54)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению; ν — коэффициент, определяемый по табл. 6.2 в зависимости от параметра A'_0 ; h_0 — рабочая высота сечения, принимаемая равной расстоянию от верха фундамента до центра арматуры.

ТАБЛИЦА 6.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ν

A'_0	ν	A'_0	ν
0,039	0,98	0,139	0,92
0,058	0,97	0,164	0,91
0,077	0,96	0,18	0,9
0,095	0,95	0,204	0,88
0,113	0,94		

Параметр A'_0 определяется по формуле

$$A'_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2}, \quad (6.55)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона для предельного состояния первой группы; b — ширина сечения фундамента.

При расчете наклонных сечений на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$Q \leq 0,35R_b bh_0. \quad (6.56)$$

Расчет на действие поперечной силы не производится при

$$Q \leq k_1 R_{bt} bh_0, \quad (6.57)$$

где k_1 — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,75; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельного состояния первой группы.

Расчет элементов без поперечной арматуры производится из условия

$$Q \leq Q_b, \quad (6.58)$$

где Q — поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; Q_b — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении:

$$Q_b = k_2 R_{bt} bh_0^2 / c, \quad (6.59)$$

где k_2 — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1,5; c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось.

Железобетонные фундаменты рассчитываются по раскрытию трещин, при этом ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$\sigma_c = 1,2\eta \frac{\sigma_s}{E_a} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (6.60)$$

где η — коэффициент, принимаемый равным при стержневой арматуре периодического профиля 1,3, гладкой 1,3, при проволочной арматуре периодического профиля 1,2, гладкой 1,4; σ_s — напряжение в стержнях растянутой арматуры; μ — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры к площади сечения $b \times h_0$, но не более 0,02; d — средний диаметр растянутой арматуры:

$$d = (n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2) / (n_1 d_1 + \dots + n_k d_k), \quad (6.61)$$

где d_1, \dots, d_k — диаметры стержней растянутой арматуры; n_1, \dots, n_k — число стержней соответствующей арматуры.

Напряжение в арматуре определяется по формуле

$$\sigma_s = R_s M / M_1, \quad (6.62)$$

где M_1 — момент от действия расчетной нагрузки при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$:

$$M_1 = M A'_s / A''_s, \quad (6.63)$$

M — момент от действия расчетной нагрузки при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$; A'_s — фактическая площадь принятой арматуры; A''_s — площадь арматуры, требуемая по расчету прочности.

Пример 6.2. Рассчитать фундаментную плиту с угловыми вырезами (рис. 6.16). На 1 м длины фундамента передается нагрузка 450 кН. Бетон марки М150, имеющий $R_{bt} = 0,63$ МПа и $R_b = 7$ МПа.

Решение. Среднее давление по подошве фундамента

$$p = 450 \cdot 240 / (0,4 \cdot 1,6 + 0,6 \cdot 2,4) = 0,52 \text{ МПа},$$

а с учетом коэффициента надежности по нагрузке $p' = 1,2 \cdot 0,52 = 0,62$ МПа.

Нагрузка на 1 м ширины фундаментной плиты составит:

$$q_1 = 0,62 \cdot 1,6 = 995 \text{ кН/м}; \quad q_2 = 0,62 \cdot 2,4 = 1490 \text{ кН/м}.$$

Расчет проводим в трех сечениях: I—I — по грани стеновой панели; II—II — по грани угловых вырезов

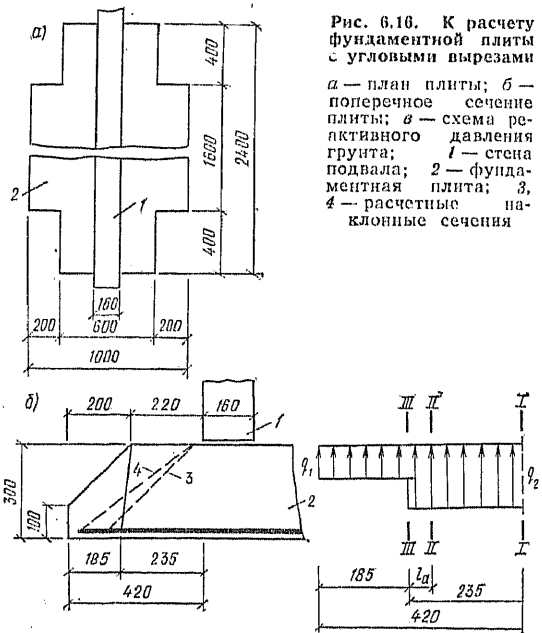


Рис. 6.16. К расчету фундаментной плиты с угловыми вырезами
а — план плиты; б — поперечное сечение плиты; в — схема реактивного давления грунта; 1 — стена подвала; 2 — фундаментная плита; 3, 4 — расчетные наклонные сечения

с учетом анкеровки арматуры на величину l_a , равную примерно 9 см; III—III — то же, без учета анкеровки. Расчетные усилия в этих сечениях будут:

$$M_{I-I} = 995 \cdot 0,42^2 / 2 + (1490 - 995) \cdot 0,235^2 / 2 = 101,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{I-I} = 995 \cdot 0,185 + 1490 \cdot 0,235 = 534 \text{ кН};$$

$$M_{II-II} = 995 \cdot 0,275^2 / 2 + (1490 - 995) \cdot 0,09^2 / 2 = 39,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{II-II} = 995 \cdot 0,2 = 199 \text{ кН};$$

$$M_{III-III} = 37,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{III-III} = 168 \text{ кН}.$$

Определяем необходимую площадь сечения арматуры при $\eta_0 = 0,3 - 0,033 = 0,267$ м: сечение I—I

$$A_0 = \frac{10 \cdot 130 \cdot 000}{700 \cdot 240 \cdot 26,7^2} = 0,0853;$$

по табл. 6.2 находим $\nu = 0,955$; площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{10 \cdot 130 \cdot 000}{34 \cdot 000 \cdot 26,7 \cdot 0,955} = 11,67 \text{ см}^2;$$

сечение II—II

$$A_0 = \frac{3 \cdot 960 \cdot 000}{700 \cdot 240 \cdot 26,7^2} = 0,033;$$

при $\nu = 0,983$ площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{3 \cdot 960 \cdot 000}{34 \cdot 000 \cdot 26,7 \cdot 0,983} = 4,42 \text{ см}^2;$$

сечение III—III

$$A_0 = 0,0472; \quad \nu = 0,976; \quad A_s = 4,23 \text{ см}^2.$$

Армируем двумя сетками — нижней, рабочая арматура которой принята диаметром 8 мм из стали класса А-III в количестве 16 стержней общей пло-

площадь 8,04 см², и верхней из арматуры диаметром 5 мм класса Вр-1 в количестве 24 стержней общей площадью 4,73 см². Общая площадь арматуры в сечении I-I составляет 12,77 см².

Рассматриваем наклонные сечения 3 и 4. Определяем по формуле (6.56):

$$Q = 0,35R_b b h_0 = 0,35 \cdot 0,7 \cdot 26,7 = 1516 \text{ кН} > 534 \text{ кН.}$$

Находим по формуле (6.57):

$$Q_1 = k_1 R_{bt} b h_0 = 0,75 \cdot 0,063 \cdot 240 \cdot 26,7 = 292,4 < 534 \text{ кН,}$$

т. е. требуется расчет на действие поперечной силы. В сечении 3 $c = 26$ см. Тогда $a' = a - c = 42 - 26 = 16$ см. Высота сечения для a' :

$$h' = 10 + 16(30 - 10)/20 = 26 \text{ см;}$$

$$h_{01} = 26 - 4 = 22 \text{ см;}$$

$$h_0 = (22 + 26)/2 = 24 \text{ см.}$$

Определяем усилие, воспринимаемое бетоном, и действующее усилие:

$$Q_b = k_2 R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,063 \cdot 238 \cdot 24^2 / 26 = 498,3 \text{ кН;}$$

$$Q = Q_{I-I} - qc = 534 - 1496 \cdot 0,235 =$$

$$- 995(0,26 - 0,235) = 159 \text{ кН} < 498,3 \text{ кН.}$$

В сечении 4 принимаем $c = 37$ см. Тогда $a' = 42 - 37 = 5$ см и $h_0 = 18,5$ см, откуда:

$$Q_b = 1,5 \cdot 0,063 \cdot 160 \cdot 18,5^2 / 37 = 140 \text{ кН;}$$

$$Q = 534 - 1490 \cdot 0,235 - 995(0,37 - 0,235) =$$

$$= 50 \text{ кН} < 140 \text{ кН.}$$

Расчет по трещиностойкости производим для сечения I-I по расчетным нагрузкам с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1:

$$M'_1 = M/\gamma_f = 101,3/1,2 = 84,4 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$A_{I-I} = 12,77 \text{ см}^2;$$

$$\mu = A_{I-I} / (b h_0) = 12,77 / (240 \cdot 26,7) = 0,002;$$

$$M_1 = M A'_s / A''_s = 101,3 \cdot 12,77 / 11,68 = 110 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$\sigma_s = R_s M'_1 / M_1 = 34 \cdot 10^3 \cdot 84,4 \cdot 10^4 / 11 \cdot 10^5 = 259 \text{ МПа;}$$

$$d = (24 \cdot 0,5^3 + 16 \cdot 0,8^3) / (24 \cdot 0,5 + 16 \cdot 0,8) = 6,6 \text{ мм;}$$

$$a_c = 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{259}{2 \cdot 10^4} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,002) \sqrt[3]{6,6} =$$

$$= 0,191 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм.}$$

6.2.3. Расчет стен подвалов

Наружные стены подвалов рассчитываются на нагрузки, передаваемые наземными конструкциями, и на давление грунта, определяемое по рекомендациям гл. 7.

Полезная нагрузка на прилегающей к подвалу территории по возможности заменяется эквивалентной равномерно распределенной. При отсутствии данных об интенсивности полезной нагрузки она может быть принята равной 10 кПа.

Усилия в стенах подвала, опертых на перекрытие, определяются как для балочных плит с защемлением на уровне сопряжения с фундаментом, так и с шарнирной опорой в уровне опирания на перекрытие с учетом возможного перераспределения усилий от поворота (крена) фундамента или смещения стен при загрузке территории, прилегающей к подвалу.

Изгибающие моменты и поперечные силы в стенах подвалов определяются по формулам:

при перекрытии подвала, расположенном ниже уровня планировки (рис. 6.17)

$$M_{inf} = m_2 (v_1 \sigma_{sup} + v_2 \sigma_{inf}) l H^2; \quad (6.64)$$

$$Q_{sup} = \left(\frac{1}{3} \sigma_{sup} + \frac{1}{6} \sigma_{inf} \right) l H - \frac{M_{inf} m_1}{H m_2}; \quad (6.65)$$

$$Q_{inf} = \left(\frac{1}{6} \sigma_{sup} + \frac{1}{3} \sigma_{inf} \right) l H - \frac{M_{inf}}{H}; \quad (6.66)$$

$$M_x = Q_{sup} x - \frac{1}{2} \left[\sigma_{sup} + \frac{(\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) x}{3H} \right] l x^2; \quad (6.67)$$

расстояние от верхней опоры до максимального пролетного момента

$$x_0 = \frac{\left[\sqrt{\sigma_{sup}^2 + 2Q_{sup}(\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) / (lH)} - \sigma_{sup} \right] H}{\sigma_{inf} - \sigma_{sup}}; \quad (6.68)$$

при перекрытии подвала, расположенном выше уровня планировки,

$$M_{inf} = m_2 \left[\sigma_{sup} \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{8} n + \frac{1}{10} n^2 \right) + \sigma_{inf} \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} n + \frac{1}{40} n^2 \right) \right] l H_1^2; \quad (6.69)$$

$$Q_{sup} = \frac{nbH_1}{6} (2\sigma_{sup} + \sigma_{inf}) - \frac{M_{inf} m_1}{H m_2}; \quad (6.70)$$

$$Q_{inf} = nH \left[\sigma_{sup} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} n \right) + \sigma_{inf} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} n \right) \right] + \frac{M_{inf}}{H}; \quad (6.71)$$

$$M_x = Q_{sup} X - \frac{1}{2} \left[\sigma_{sup} + \frac{(\sigma_{inf} - \sigma_{sup})(H_1 + X - H)}{3H_1} \right] \times$$

$$\times l (H_1 + X - H)^2; \quad (6.72)$$

$$X_0 =$$

$$\frac{\left[\sqrt{\sigma_{sup}^2 + 2Q_{sup}(\sigma_{inf} - \sigma_{sup}) / (lH_1)} - \sigma_{sup} \right] H_1}{\sigma_{inf} - \sigma_{sup}}; \quad (6.73)$$

где σ_{sup} и σ_{inf} — горизонтальные давления на верхнюю и нижнюю части стены подвала от собст-

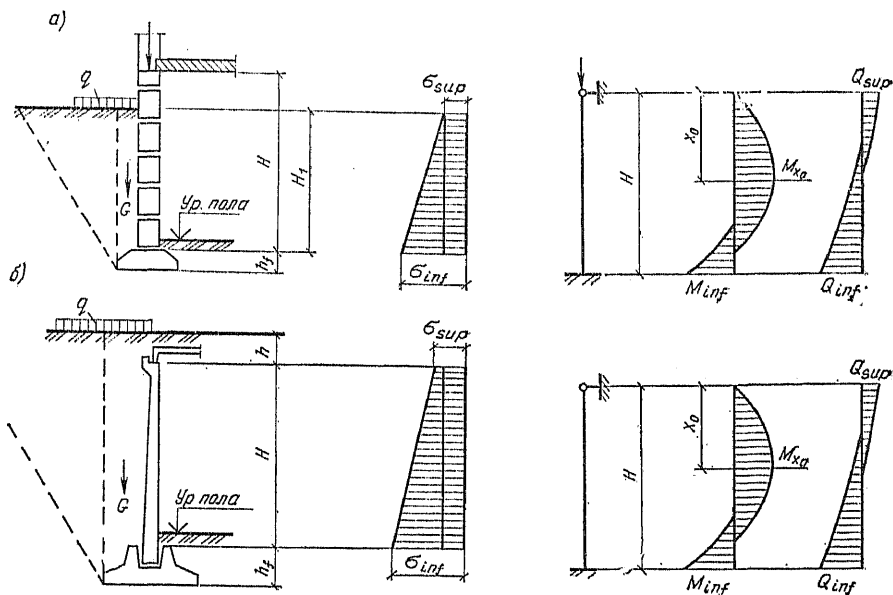


Рис. 6.17. К определению расчетных усилий в стенах подвалов

а — при перекрытии выше уровня планировки; б — при перекрытии ниже уровня планировки

венного веса грунта и от равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта:

$$\sigma_{sup} = \sigma_{ah}^{sup} + \sigma_{qh} - \sigma_{ch}; \quad (6.74)$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{ah}^{inf} + \sigma_{qh} - \sigma_{ch} \quad (6.75)$$

(здесь σ_{ah}^{sup} , σ_{ah}^{inf} , σ_{qh} и σ_{ch} — определяются по указаниям гл. 7; индексы «sup» и «inf» относятся соответственно к верхней и нижней частям стены); M_{inf} — изгибающий момент на уровне нижней опоры; M_x — изгибающий момент в сечении стены, расположенном на расстоянии X от верхней опоры; Q_{sup} — поперечная сила на уровне верхней опоры; Q_{inf} — поперечная сила на уровне нижней опоры (на уровне сопряжения стены с фундаментом); l — размер сечения стены (в продольном направлении); H — расстояние от низа перекрытия до верха фундамента; H_1 — толщина слоя грунта, вводимая в расчет при определении бокового давления грунта (см. рис. 6.17); m_1 — коэффициент, учитывающий поворот фундамента; m_2 — коэффициент, учитывающий податливость верхней опоры; k_1 и k_2 — коэффициенты, учитывающие изменение жесткости стеновых панелей (для стен с переменной толщиной по высоте), принимаются по табл. 6.3 в зависимости от отношения толщины стеновой панели в верхней части δ_{sup} к толщине ее в нижней части δ_{inf} на уровне сопряжения с фундаментом; $n = H_1/H$.

Коэффициент m_1 , учитывающий поворот ленточного фундамента, принимается при на-

ТАБЛИЦА 6.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ЖЕСТКОСТИ

$\delta_{sup}/\delta_{inf}$	k_1	k_2
1	0,0583	0,0667
0,7	0,0683	0,0747
0,6	0,0753	0,0787
0,5	0,0813	0,0837
0,4	0,0883	0,0907
0,3	0,0993	0,0977

личии конструкций, препятствующих повороту фундамента (перекрестных лент или сплошной фундаментной плиты), равным 0,8; в остальных случаях m_1 определяется по формуле

$$m_1 = \frac{1}{1 + E_{mw} \delta_{inf}^3 / [Eb^2 (H + h_f)]}, \quad (6.76)$$

где E_{mw} — модуль упругости материала стены; E — модуль деформации грунта основания; b — ширина подошвы фундамента; δ_{inf} — толщина стены в сечении по обрезу фундамента; h_f — высота фундамента.

Если значение m_1 по формуле (6.76) окажется более 0,8, то принимается $m_1 = 0,8$.

Коэффициент m_2 в случае, когда перекрытие подвала расположено ниже уровня планировки, принимается:

$$\text{при невозможности горизонтального смещения верхней опоры стены (опирание перекрытия на массивные фундаменты, поперечные стены и т. п.)}$$

$$m_2 = m_1 + 0,2; \quad (6.77)$$

при возможности упругого смещения верхней опоры стены

$$m_2 = 1,2 (m_1 + 0,2). \quad (6.78)$$

Если перекрытие подвала расположено выше уровня планировки,

$$m_2 = 1,4 (m_1 + 0,2). \quad (6.79)$$

Пример 6.3. Требуется определить усилия в массивной стене подвала. Исходные данные: стена подвала — из бетонных блоков шириной 50 см; марка бетона М200; высота подвала $H_0 = 3,3$ м (рис. 6.18); ширина подошвы фундаментной плиты 1,4 м, высота 0,35 м; глубина заложения подошвы фундамента от пола подвала 0,5 м; расчетная высота стены $H = 3,45$ м; нормативная нагрузка от лежащих выше конструкций здания на 1 м стены подвала 200 кН; временная нормативная равномерно распределенная

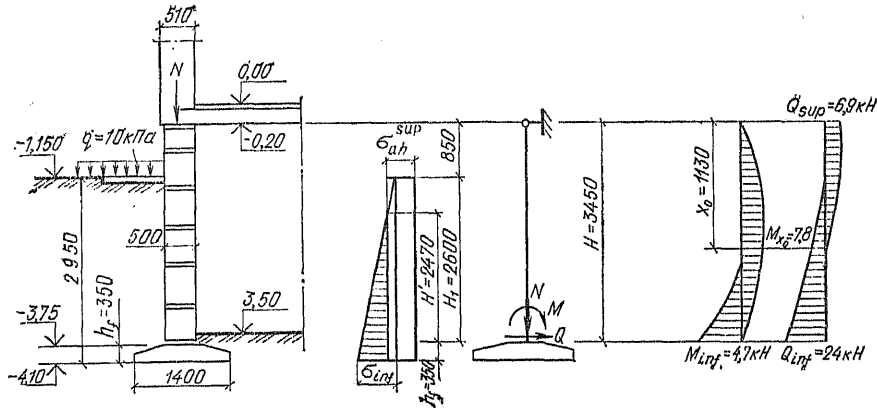


Рис. 6.18. К примеру 6.3

нагрузка на поверхности грунта $q_n = 10$ кПа; грунт засыпки — суглинок с характеристиками: $\gamma'_I = 19,5$ кН/м³; $\gamma'_{II} = 19,5$ кН/м³; $\varphi'_I = 22^\circ$; $\varphi'_{II} = 24^\circ$; $c'_I = 5$ кПа; $c'_{II} = 7,5$ кПа; $E = 14000$ кПа. Расчет производится на 1 м длины стены подвала. Принятая ширина подошвы фундаментной плиты проверена расчетом основания по первой и второй группам предельных состояний.

Решение. Определяем момент M_{inf} и поперечную силу Q_{inf} на уровне верха фундаментной плиты.

Находим:

$$\sigma_{ah}^{inf} = \gamma'_I \gamma_f H_1 \lambda_a = 19,5 \cdot 1,2 \cdot 2,6 \left(\frac{\cos 22^\circ}{1 + \sin 22^\circ} \right)^2 = 25,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{qh} = q_n \gamma_f \lambda_a = 10 \cdot 1,2 \left(\frac{\cos 22^\circ}{1 + \sin 22^\circ} \right)^2 = 5,5 \text{ кПа},$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,2;

$$\sigma_{ch} = c'_I \cdot 2 \sqrt{\lambda_a} = 5 \cdot 1,35 = 6,75 \text{ кПа}.$$

Вычисляем σ_{sup} и σ_{inf} по формулам (6.74) и (6.75):

$$\sigma_{sup} = 0 + 5,5 - 6,75 = -1,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{inf} = 25,5 + 5,5 - 6,75 = 24,35 \text{ кПа};$$

$$H' = H_1 \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} = 2,6 \frac{24,35}{-1,25 + 24,35} = 2,47 \text{ м}.$$

Находим коэффициенты m_1 и m_2 по формулам (6.76) и (6.78), принимая $E_{m\omega} = 8,4 \cdot 10^4$ кПа:

$$m_1 = \frac{1}{1 + 8,4 \cdot 10^4 \cdot 0,5^2 / [14000 \cdot 1,4^3 (3,45 + 0,35)]} = 0,091;$$

$$m_2 = 1,2 (0,091 + 0,2) = 0,35.$$

Коэффициент $n = H'/H = 2,47/3,45 = 0,71$.

Определяем расчетные усилия в стене по формулам (6.69)–(6.72):

$$M_{inf} = 0,35 \left[0 + 24,35 \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} \cdot 0,71 + \frac{1}{40} \cdot 0,71^3 \right) \right] \times 1,2 \cdot 2,47^2 = 4,7 \text{ кН·м};$$

$$Q_{sup} = \frac{0,71 \cdot 1,2 \cdot 2,47}{6} (0 + 24,35) - \frac{4,7 \cdot 0,091}{3,45 \cdot 0,35} = 6,9 \text{ кН};$$

$$Q_{inf} = 0,71 \cdot 3,45 \left[0 + 24,35 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot 0,71 \right) \right] + \frac{4,7}{3,45} = 24 \text{ кН};$$

$$M_x = 6,9 \cdot 1,13 - \frac{1}{2} \left[0 + \frac{24,35 (2,47 + 1,13 - 3,45)}{3 \cdot 2,47} \right] \times 1 (2,47 + 1,13 - 3,45)^2 = 7,8 \text{ кН·м};$$

$$X_0 = \frac{[\sqrt{0 + 2 \cdot 6,9 (24,35 - 0) / (1 \cdot 2,47)} - 0] \cdot 2,47}{24,35 - 0} = 1,13 \text{ м}.$$

В этом случае взамен фактического значения H_1 принимаем расчетное значение H' .

6.3. РАСЧЕТ БУРОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

6.3.1. Общие положения

Буробетонные фундаменты применяются в твердых, полутвердых, и тугопластичных пылевато-глинистых грунтах при отсутствии подземных вод.

Устройство таких фундаментов целесообразно при значительных внецентренных и горизонтальных нагрузках, когда в работу включается боковая поверхность, за счет чего происходит перераспределение контактных давлений по подошве.

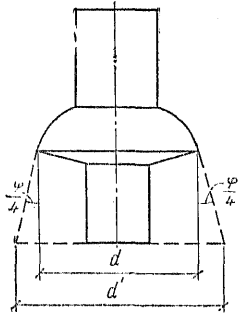
Размеры подошвы фундамента определяют по сочетанию нагрузок, при котором действует максимальная вертикальная нагрузка, и проверяют на максимальное краевое давление. При наличии у фундамента пяты, расположенной ниже уширения, глубина заложения фундамента, учитываемая при назначении расчетного сопротивления, принимается до середины пяты.

Для характеристики жесткости основания используется коэффициент равномерного сжатия

$$c_0 = p_0/s, \quad (6.80)$$

где p_0 — дополнительное к природному давление на грунт по подошве фундамента; s — осадка условного фундамента, границы которого определяются согласно схеме, приведенной на рис. 6.19.

Рис. 6.19. К определению осадки фундамента



Коэффициент неравномерного сжатия определяется по формуле

$$c = kc_0, \quad (6.81)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным 2,68.

Возникновение сил трения по подошве учитывается коэффициентом

$$c_\tau = 0,7c_0. \quad (6.82)$$

Рассматриваются следующие расчетные сочетания нагрузок на фундамент:

- а) N_{max}, M_a, Q_a ;
- б) M_{max}, N_a, Q_a ;
- в) N_{min}, M_a, Q_a ,

где N_{max}, N_{min} и N_a — максимальная, минимальная и соответствующая вертикальная сила; M_{max} и M_a — максимальный и соответствующий момент, включающий момент от горизонтальной силы Q_a .

При проектировании используются характеристики грунта, полученные на основе материалов инженерно-геологических изысканий [10]. Расчетная схема буробетонного фундамента представлена на рис. 6.20.

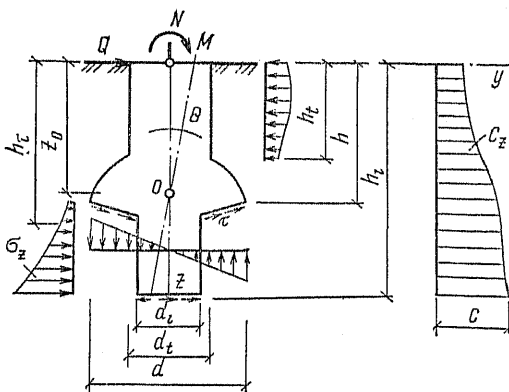


Рис. 6.20. Расчетная схема фундамента

Расстояние от поверхности до места приложения равнодействующей сил трения принимается по формуле

$$h_\tau = (Ah + A_t h_t) / (A + A_t), \quad (6.83)$$

где A и A_t — площади уширения и пяты.

6.3.2. Метод расчета

По первому сочетанию нагрузок определяются размеры подошвы фундамента и по другим сочетаниям они проверяются. По первому сочетанию нагрузок проверяется прочность опорного уширения.

Размеры подошвы проверяются исходя из условия непревышения краевого давления, определяемого по формуле

$$p_{max} = N/A + c' id/2, \quad (6.84)$$

где N — вертикальная нагрузка на фундамент, включая его вес; i — крен фундамента:

$$i = (MB + QA_1) / (BD - A_1^2); \quad (6.85)$$

здесь

$$A_1 = \frac{2c}{5\sqrt{h_t}} (d_t h_t^{5/2} + d_l h_t^{5/2} - d_l h^{5/2}) + Ac_\tau; \quad (6.86)$$

$$B = \frac{2c}{3\sqrt{h_t}} (d_t h_t^{3/2} + d_l h_t^{3/2} - d_l h^{3/2}) + Ac_\tau; \quad (6.87)$$

$$D = \frac{2c}{7\sqrt{h_t}} (d_t h_t^{7/2} + d_l h_t^{7/2} - d_l h^{7/2}) + h_t^2 Ac_\tau + cI; \quad (6.88)$$

$$I = Wd/2 \quad (6.89)$$

(W — момент сопротивления подошвы фундамента относительно центральной оси).

Прочность опорного уширения определяется по формулам с использованием расчетных схем, приведенных на рис. 6.21.

Высота опорного уширения

$$h = \sqrt{\frac{3,5M}{R_{bt} b}}, \quad (6.90)$$

где M — момент в рассматриваемом сечении; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона при растяжении; b — ширина рассматриваемого сечения:

$$b = \frac{\pi}{2} r_t; \quad (6.91)$$

здесь r_t — радиус верхней цилиндрической части.

Момент M в расчетном сечении от действия реактивного давления, действующего на площади A_M , определяем по формуле

$$M = p_{N+M} A_M y_{N+M}, \quad (6.92)$$

где

$$A_M = \frac{\pi}{4} (r^2 - r_t^2); \quad (6.93)$$

p_{N+M} — среднее давление по подошве уширения в пределах площади A_M ; y_{N+M} — расстояние от боковой грани цилиндрической части до центра тяжести эпюры давления:

$$y_{N+M} = (p_N y_N + p_M y_M) / p_{N+M}; \quad (6.94)$$

$$y_N = 0,6 (r^3 - r_t^3) / (r^2 - r_t^2) - r_t; \quad (6.95)$$

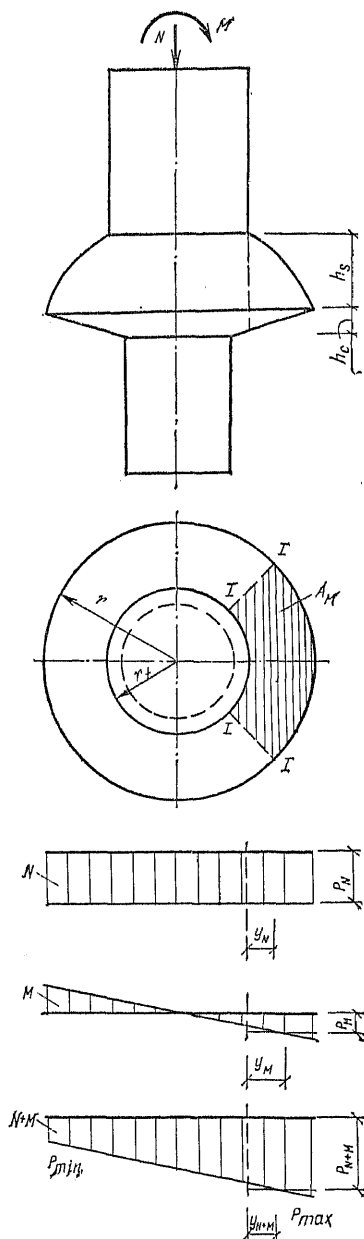


Рис. 6.21. К определению прочности опорного уширения фундамента

$$p_N = N/A, \quad (6.96)$$

здесь N — расчетная нагрузка на фундамент;

$$y_M = 0,75 (r^4 - r_i^4) / (r^3 - r_i^3) - r_i; \quad (6.97)$$

$$p_M = \frac{\pi}{6A_M} \frac{p_{max} - p_{min}}{2r} (r^3 - r_i^3). \quad (6.98)$$

При центральной нагрузке в формулу (6.92) вместо y_{N+M} следует подставлять y_N .

Пример 6.4. Рассчитать буробетонный фундамент (рис. 6.22), предназначенный под колонну сечением 80×60 см. Сопражение колонны с фундаментом ста-

канное, бетон фундамента — марки М200, арматура — горячекатаная сталь класса А-II. Нагрузки, передаваемые на фундамент, приведены в табл. 6.4.

ТАБЛИЦА 6.4. К ПРИМЕРУ 6.4

Нормальная сила и момент	При постоянной нагрузке	При кратковременной нагрузке	
		снеговой	от мостового крана
Нормативные: N , кН M , кН·м	1727 +100	200 +285	683 ±583
Расчетные (для расчета оснований по деформациям с $\gamma_f = 1$): N , кН M , кН·м	1727 +100	200 +285	683 ±583
Расчетные (для расчета конструкций на прочность с γ_f по СНиП II-6-74): N , кН M , кН·м	1900 +110	280 +400	820 ±700

Основанием фундаментов служит супесь, имеющая следующие характеристики: плотность $\rho = 1,68$ т/м³; угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$, удельное сцепление $c = 18$ кПа, модуль деформации $E = 44,3$ МПа.

Решение. На первом этапе расчет выполняем как при центральном загрузении. Определяем предварительную площадь подошвы буробетонного фундамента

$$A = N / (R_0 - \gamma h_f) = 2610 / (350 - 20 \cdot 3) = 8,69 \text{ м}^2$$

и диаметр опорного уширения

$$d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 8,69 / 3,14} = 3,3 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление грунта основания $R = 602$ кПа.

Проверяем полученные размеры подошвы. Определяем расчетную нагрузку на уровне подошвы фундамента. Для этого сначала находим предварительный вес фундамента. Условно задаемся, что буробетонный фундамент имеет цилиндрическую форму (без опорного уширения) с условным диаметром подошвы, равным половине диаметра уширения. Принимаем $d = 1,6$ м, откуда условная площадь подошвы $A = 2,01$ м². Высоту фундамента принимаем с учетом пяты $h = 3 + 1 = 4$ м. Суммарная нагрузка, включая вес фундамента,

$$N' = N + Ah\gamma_b = 2610 + 2,01 \cdot 4 \cdot 24 = 2798 \text{ кН.}$$

Среднее давление

$$p = N' / A = 2798 / 8,69 = 321 \text{ кПа} < R = 602 \text{ кПа.}$$

Производим вторую подстановку. Определяем предварительную площадь подошвы

$$A = N' / (R - \gamma h_f) = 2798 / (602 - 20 \cdot 3) = 5 \text{ м}^2$$

и диаметр опорного уширения

$$d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 5 / 3,14} = 2,62 \text{ м.}$$

Принимаем предварительно $d = 2,5$ м, $A = 4,91$ м². Расчетное сопротивление основания $R = 596$ кПа.

Проверяем принятые размеры подошвы, принимая прежнюю нагрузку на уровне подошвы уширения. Тогда среднее давление

$$p_0 = N' / A = 2798 / 4,91 = 569 \text{ кПа} < R = 596 \text{ кПа,}$$

что удовлетворяет данному условию. Таким образом, диаметр опорного уширения принимаем 2,5 м.

Далее определяем размеры фундамента (рис. 6.22) и фактический вес фундамента:

$$G = V\gamma_b.$$

Общий объем фундамента V находим как сумму объемов верхней цилиндрической части, сферической части уширения, конической части уширения и нижней цилиндрической части:

$$V = V_t + V_s + V_c + V_l,$$

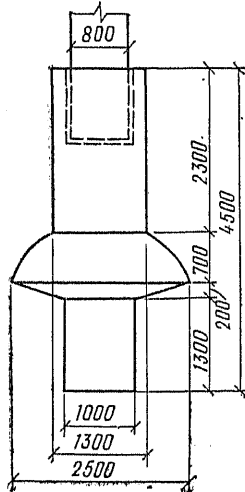
где объем верхней цилиндрической части

$$V_t = \pi r_t^2 h_t = 3,14 \cdot 0,65^2 \cdot 2,3 = 3,05 \text{ м}^3;$$

объем сферической части уширения

$$V_s = \pi h_s \left(3r_s^2 + 3r_t^2 + h_s^2 \right) / 6 = 3,14 \cdot 0,7 \left(3 \cdot 1,25^2 + 3 \cdot 0,65^2 + 0,7^2 \right) / 6 = 2,36 \text{ м}^3;$$

Рис. 6.22. Размеры буробетонного фундамента



объем конической части уширения

$$V_c = \pi h_c \left(r^2 + r r_l + r_l^2 \right) / 3 = 3,14 \cdot 0,2 \left(1,25^2 + 1,25 \cdot 0,5 + 0,5^2 \right) / 3 = 0,51 \text{ м}^3;$$

объем нижней цилиндрической части

$$V_l = \pi r_l^2 h' = 3,14 \cdot 0,5^2 \cdot 1,3 = 1,02 \text{ м}^3.$$

Тогда общий объем фундамента

$$V = 3,05 + 2,36 + 0,51 + 1,02 = 6,9 \text{ м}^3$$

и фактический вес

$$G = 6,9 \cdot 2,4 = 166 \text{ кН}.$$

Фактический вес фундамента отличается от ранее определенного ориентировочного веса незначительно.

Осадку фундамента находим как для условного фундамента на естественном основании методом полойного суммирования. Диаметр условного фундамента определяем из выражения

$$d' = d + 2 (h_c + h') \operatorname{tg} \varphi / 4 = 2,5 + 2 (0,2 + 1,3) 0,0778 = 2,74 \text{ м}.$$

Задаемся толщиной l -го слоя грунта $h_l = 0,4d' = 0,4 \cdot 2,74 = 1,1 \text{ м}$. Коэффициент α для круглых в плане фундаментов при относительной глубине $m = z/r' = 0,8$; 1,6; 2,4; 3,2; 4 равен соответственно 0,756; 0,390; 0,214; 0,130; 0,087.

Дополнительное (к природному) давление на грунт по подошве условного фундамента $p'_0 = p' - \sigma_{zg0} = 460 - 16,8 \cdot 4,5 = 383 \text{ кПа}$. Дополнительное напряжение в грунте на относительной глубине $m = 4$ определяется по формуле

$$\sigma_z = \alpha p'_0 = 0,087 \cdot 384 = 33,4 \text{ кПа}.$$

Природное напряжение в грунте на этой глубине

$$\sigma_{zg} = \gamma (md'/2 + h_l) = 16,8 (4 \cdot 2,74 / 2 + 1,1) = 168 \text{ кПа}.$$

Проверяем соблюдение глубины сжимаемой толщи основания:

$$0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 168 = 33,6 \text{ кПа} \approx p_{0z} = 33,4 \text{ кПа},$$

что удовлетворяет данному условию.

Осадка фундамента

$$s = \frac{0,8 \cdot 1,1}{44 \cdot 300} \left(\frac{384}{2} + 290 + 150 + 82 + 50 + \frac{33}{2} \right) = 0,0155 \text{ м} < s_{\text{н}} = 0,15 \text{ м}.$$

На втором этапе расчета проверяем заданные размеры буробетонного фундамента с учетом действующего момента. Из выражений (6.80)–(6.81) определяем коэффициенты равномерного и неравномерного сжатия:

$$c_0 = (552 - 16,8 \cdot 3) / 0,0155 = 32 \cdot 400 \text{ кН/м}^3;$$

$$c' = 2,68 \cdot 32 \cdot 400 = 86 \cdot 800 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент постели, учитывающий возникновение сил трения по подошве, принимается равным $0,7c_0 = 0,7 \cdot 32 \cdot 400 = 22 \cdot 700 \text{ кН/м}^3$. Место приложения этих сил определяем из выражения (6.83)

$$h_c = (4,91 \cdot 3 + 0,79 \cdot 4,5) / (4,91 + 0,79) = 3,24 \text{ м}.$$

Момент инерции подошвы фундамента относительно центральной оси

$$I = 3,14 \cdot 2,5^4 / 64 = 1,92 \text{ м}^4.$$

Полученные данные подставляем в уравнения (6.86)–(6.88):

$$A = \frac{2 \cdot 86 \cdot 800}{5 \sqrt{4,5}} \left(1,3 \cdot 2,3^{5/2} + 1,4 \cdot 5^{5/2} + 1,3^{5/2} \right) + 3,24 \cdot 4,91 \cdot 22 \cdot 700 = 980 \cdot 000 \text{ кН};$$

$$B = \frac{2 \cdot 86 \cdot 800}{3 \sqrt{4,5}} \left(1,3 \cdot 2,3^{3/2} + 1,4 \cdot 5^{3/2} + 1,3^{3/2} \right) + 4,91 \cdot 22 \cdot 700 = 354 \cdot 000 \text{ кН/м};$$

$$D = \frac{2 \cdot 86 \cdot 800}{7 \sqrt{4,5}} \left(1,3 \cdot 2,3^{7/2} + 1,4 \cdot 5^{7/2} + 1,3^{7/2} \right) + 3,24^2 \cdot 4,91 \cdot 22 \cdot 700 + 86 \cdot 800 \cdot 1,92 = 3 \cdot 330 \cdot 000 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полученные значения подставляем в выражение (6.85):

$$l = 875 \cdot 354 \cdot 000 / (354 \cdot 000 \cdot 3 \cdot 330 \cdot 000 - 980 \cdot 000^2) = 1,42 \cdot 10^{-3}.$$

Положение оси вращения фундамента будет:

$$z_0 = 980 \cdot 000 / 354 \cdot 000 = 2,77 \text{ м}.$$

Краевые давления по подошве фундамента определяем по формуле (6.84):

$$p_{\text{max}} = 2798 / 4,91 + 86 \cdot 800 \cdot 1,42 \cdot 10^{-3} \cdot 2,5 / 2 = 706 \text{ кПа},$$

что составляет примерно $1,2R = 1,2 \cdot 586 = 703 \text{ кПа}$;

$$p_{\text{min}} = 2798 / 4,91 - 86 \cdot 800 \cdot 1,42 \cdot 10^{-3} \cdot 2,5 / 2 = 397 \text{ кПа}, \text{ что } > 0.$$

Прочность опорного уширения проверяем согласно методике, изложенной в п. 6.3.2. Для расчета выбираем основное сочетание расчетных нагрузок (постоянная + снеговая + от мостового крана): $1900 + 280 + 820 = 3000 \text{ кН}$ (см. табл. 6.4).

Ширину рассматриваемого сечения определяем по формуле (6.91)

$$b = \frac{3,14}{2} 0,65 = 1,02 \text{ м}.$$

Площадь наиболее нагруженной части подошвы уширения, от которой определяем момент в рассматриваемом сечении, находим из выражения (6.93):

$$A_M = \frac{3,14}{4} (1,25^2 - 0,65^2) = 0,9 \text{ м}^2.$$

Расстояние от боковой грани цилиндрической части фундамента до центра тяжести эпюры давления под подошвой уширения в пределах площади A_M от действия только вертикальной силы и среднее давление в пределах указанной площади, вычисляем соответственно по формулам (6.95) и (6.96):

$$y_N = 0,6 (1,25^2 - 0,65^2) / (1,25^2 - 0,65^2) - 0,65 = 0,23 \text{ м};$$

$$p_N = 3000/4,91 = 611 \text{ кПа};$$

от действия только внешнего момента — по формулам (6.97) и (6.98):

$$y_M = 0,75 (1,25^4 - 0,65^4) / (1,25^3 - 0,65^3) - 0,65 = 0,36 \text{ м};$$

$$p_M = \frac{3,14}{6 \cdot 0,9} \frac{706 - 397}{2 \cdot 1,25} (1,25^3 - 0,65^3) = 121 \text{ кПа}.$$

Эти же параметры, но от совместного действия вертикальной силы и момента [формула (6.94)] будут:

$$p_{N+M} = 611 + 121 = 732 \text{ кПа};$$

$$y_{N+M} = (611 \cdot 0,23 + 121 \cdot 0,36) / 732 = 0,25 \text{ м}.$$

Момент в рассматриваемом сечении от действия реактивного давления на площади A_M определяется по формуле (6.92):

$$M = 732 \cdot 0,9 \cdot 0,25 = 166 \text{ кН·м}.$$

Высоту опорного уширения находим из выражения (6.90):

$$h = \sqrt{\frac{3,5 \cdot 166}{650 \cdot 1,02}} = 0,92 \text{ м},$$

что практически не отличается от фактической высоты уширения, равной $0,7 + 0,2 = 0,9 \text{ м}$.

Таким образом, определенные размеры буровентонного фундамента удовлетворяют заданным условиям.

6.4. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ С АНКЕРАМИ В НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

6.4.1. Общие положения

Фундаменты с анкерами в нескальных грунтах применяются при действии значительных моментных нагрузок (крановых, ветровых и т. п.) в том случае, если эксцентриситет приложения нагрузки, вычисленный на уровне подошвы фундамента, превышает $0,2$ размера подошвы в плоскости действия моментной нагрузки. Необходимость применения таких фундаментов в каждом конкретном случае обосновывается технико-экономическим сравнением с другими фундаментами: на естественном основании, свайными и др.

В качестве анкеров используются сваи трения, жестко связанные с телом фундамента. Воспринимаемая выдергивающие, а при знакопеременных моментных нагрузках и вдавливающие усилия, они трансформируют эпюру контактных напряжений, распределяя их более равномерно в плоскости действия моментной нагрузки, чем идентичные фундаменты без анкеров; кроме того, они уменьшают крен и отрыв подошвы. Применение таких фундаментов целесообразно в твердых, полутвердых, тугопластичных связных грунтах и в плотных, средней плотности несвязных грунтах с модулем деформации, превышающим 10 МПа .

Размеры подошвы фундаментов с анкерами определяются по сочетанию нагрузок, в ко-

тором действует максимальное вертикальное усилие. Параметры анкеров назначаются исходя из расчета по сочетанию усилий, в котором действует максимальный момент или минимальная вертикальная сила. Анкеры следует располагать симметрично в плоскости действия моментной нагрузки на расстоянии от наружной грани фундамента, равном размеру поперечного сечения анкера d , в один или два ряда у каждой грани. Расстояние между отдельными анкерами в ряду должно быть не менее $(4-5) d$. Глубина заложения подошвы фундамента с анкерами принимается такая же, как и для обычного фундамента мелкого заложения на естественном основании. Тем самым удается избежать повышения массы фундамента за счет увеличения глубины его заложения при значительных моментных нагрузках.

В соответствии с принятой моделью основания для характеристики его жесткости при повороте фундамента в расчет вводится коэффициент неравномерного сжатия c , имеющий размерность Н/м^3 и вычисляемый по формуле

$$c = \alpha_1 \alpha_2 E, \quad (6.99)$$

где α_1, α_2 — коэффициенты, определяемые по рис. 6.23 и 6.24.

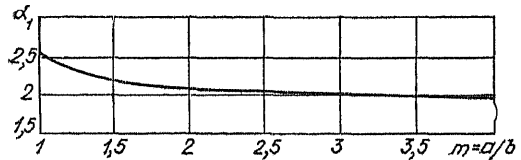


Рис. 6.23. К определению коэффициента α_1

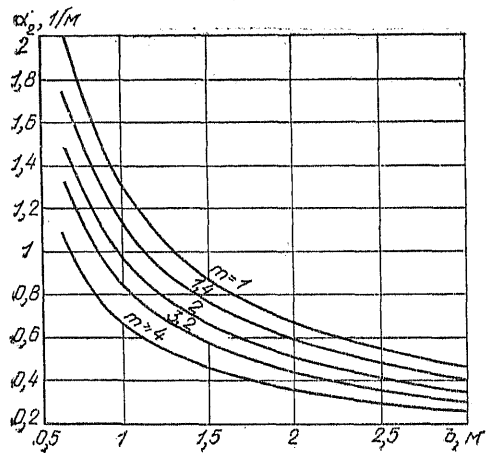


Рис. 6.24. К определению коэффициента α_2

Расчетные сочетания нагрузок на фундамент рассматриваются те же, что и в п. 6.3.1.

Для характеристики работы анкеров в фундаментах используются параметры подат-

ливости: на выдергивание c_a^t и на вдавливание c_a^p . Эти параметры определяются из зависимости перемещений от нагрузок при выдергивании и вдавливании анкеров, принимаемой линейной по рис. 6.25. При действии на фун-

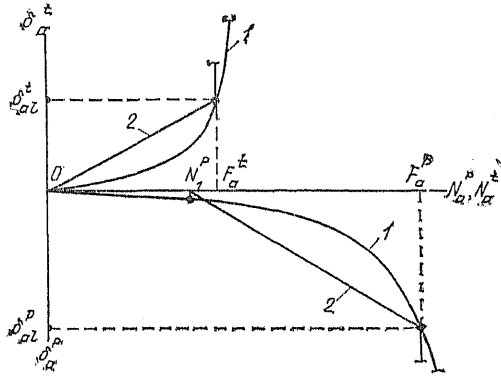


Рис. 6.25. К определению параметров податливости сжатых и выдергиваемых анкеров
1 — фактическая зависимость; 2 — зависимость, используемая в расчете

дамент |сочетания нагрузок с максимальным вертикальным усилием на каждый анкер передается максимальная нагрузка, равная F_a^p . В процессе работы фундамента происходит уменьшение вертикальной нагрузки до минимальной величины N' , принимаемой из второго или третьего сочетаний (N' — минимальное из значений N_a и N_{min}), и соответственно нагрузка анкеров до значения N_1^p . При этом соблюдается следующее соотношение:

$$N_1^p / F_a^p = \xi N' / N_{max}, \quad (6.100)$$

где ξ — коэффициент, который можно принимать равным единице в диапазоне изменения $N' = (0,4 \div 1) N_{max}$.

В пределах изменения вертикальной нагрузки от N' до N_{max} параметр податливости на вдавливание определяется по формуле

$$c_a^p = (F_a^p - N_1^p) / \delta_{al}^p, \quad (6.101)$$

где δ_{al}^p — предельное допускаемое перемещение сжатого анкера; F_a^p — несущая способность сжатого анкера.

Параметр податливости анкеров на действие выдергивающих нагрузок вычисляется по формуле

$$c_a^t = F_a^t / \delta_{al}^t, \quad (6.102)$$

где δ_{al}^t — предельное допускаемое перемещение выдергиваемых анкеров; F_a^t — несущая способность выдергиваемого анкера.

Несущую способность анкеров рекомендуют определять по графикам статических стандартных испытаний выдергивающими и

вдавливающими нагрузками. При отсутствии графиков F_a^p и F_a^t определяются расчетом по СНиП II-17-77, а δ_{al}^p и δ_{al}^t назначаются равными соответственно 0,2 предельной допустимой осадки для данного сооружения и 0,5 см.

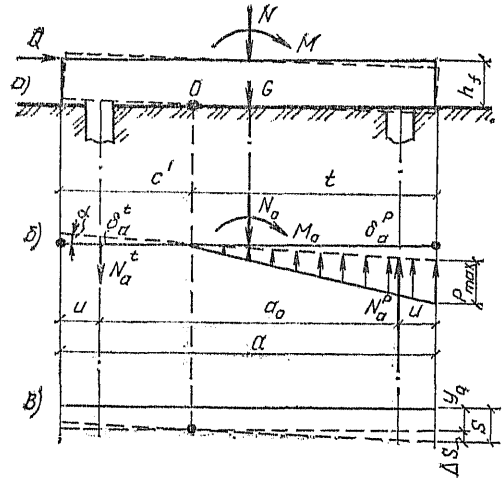


Рис. 6.26. Расчетная схема фундамента
а — общий вид; б — схема внешних и реактивных усилий; б' — схема перемещений подошвы

При действии на фундамент знакопеременных моментных нагрузок несущую способность сжимаемых и выдергиваемых анкеров следует определять с учетом коэффициента цикличности k , который показывает степень уменьшения несущей способности и принимается равным 0,8.

Расчетная схема фундамента с анкерами представлена на рис. 6.26. Анкеры в расчете учитываются как жесткие стержни, воспринимающие сжимающие и выдергивающие усилия за счет сил трения по боковой поверхности и лобового сопротивления при вдавливании.

Для проектирования фундамента с анкерами необходимо определить характеристики грунта основания: плотность, консистенцию, угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации.

6.4.2 Метод расчета

По сочетанию нагрузок с максимальным вертикальным усилием определяются общепринятыми способами размеры подошвы фундамента. Далее по сочетаниям нагрузок с максимальным моментом и с минимальной вертикальной силой определяется эксцентриситет

$$e = M_0 / N_0. \quad (6.103)$$

При $e/a \geq 0,2$ целесообразно применять фундаменты с анкерами, причем для сочетаний

усилий с максимальным моментом и минимальной вертикальной силой должно выполняться требование

$$e/a \leq 0,3. \quad (6.104)$$

При проектировании фундаментов с анкерами необходимо различать два случая: 1) вертикальная сила N_0 направлена вниз; 2) вертикальная сила N_0 направлена вверх.

Вертикальная сила N_0 направлена вниз. Сначала принимается тип анкеров и их число n , затем определяются параметры податливости анкеров на действие выдергивающих и вдавливающих нагрузок. При этом рекомендуется, чтобы момент, воспринимаемый анкерами и определяемый относительно середины подошвы фундамента по формуле

$$M_a = i_u n (a/2 - u)^2 (c_a^p + c_a^t) \quad (6.105)$$

(здесь i_u — допустимая величина крена), составлял не менее 40 % внешней моментной нагрузки M_0 . После этого определяется крен фундамента:

$$i = \frac{N_0 - N_0 t / (2a)}{n [c_a^p (t - u) - c_a^t (c' - u)] [1 - t / (2a)] + c_a^2 b / 2} \quad (6.106)$$

$$i = \frac{M_0 - N_0 [(a - t) / 2]}{1,33 m c (t/2)^4 + n [(c' - u)^2 c_a^t + (t - u)^2 c_a^p]} \quad (6.107)$$

где $m = a/b$.

Расстояние от нулевой точки до нагруженной грани фундамента $t = a - c'$.

Эти вычисления целесообразно производить в табличной форме способом последовательных приближений. Суммарные усилия в выдергиваемых и сжатых анкерах N_a^t и N_a^p , а также максимальное краевое давление p вычисляются по следующим формулам:

$$N_a^t = c_a^t n i (c' - u); \quad (6.108)$$

$$N_a^p = c_a^p n i (t - u); \quad (6.109)$$

$$p = \frac{N + N_a^t - N_a^p}{ab} + c i t. \quad (6.110)$$

Делением суммарных усилий на число анкеров n , расположенных с одной стороны фундамента, определяются выдергивающая и сжимающая нагрузки из расчета на один анкер. Перемещения анкеров рассчитываются по выражениям

$$\delta_a^t = i (c' - u); \quad (6.111)$$

$$\delta_a^p = i (t - u). \quad (6.112)$$

Для данного размера фундамента определяется расчетное сопротивление основания R .

Полученные выше значения сравниваются с допустимыми. При этом должны выполняться следующие условия:

$$\left. \begin{aligned} i < i_u; \quad \delta_a^t < \delta_{al}^t; \\ \delta_a^p < \delta_{al}^p; \quad N_a^t/n < F_a^t; \\ N_a^p/n < F_a^p; \quad p_{max} < 1,2R. \end{aligned} \right\} \quad (6.113)$$

При невыполнении одного из приведенных условий следует увеличить число анкеров или их размеры и повторить расчет.

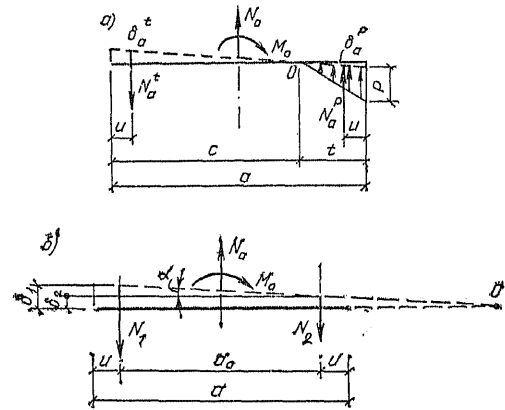


Рис. 6.27. Расчетная схема фундамента при нахождении точки поворота в пределах его подошвы (а) и за пределами (б)

Осадки фундамента рассчитываются по сочетанию нагрузок с максимальной вертикальной силой теми же методами, что и для обычного фундамента на естественном основании, без учета уменьшения нагрузки на подошву фундамента за счет включения в работу анкеров при их вдавливании.

Вертикальная сила N_0 направлена вверх. Расчет следует производить исходя из двух расчетных схем (рис. 6.27):

а) точка O , относительно которой происходит поворот подошвы фундаментов, находится в пределах его контура;

б) точка O выходит за пределы контура фундамента.

Для установления расчетной схемы в каждом конкретном случае следует решать уравнение

$$a_f^2 - 2(2u + l_0) a_f + 2u^2 = 0; \quad (6.114)$$

где a_f — фиктивный размер подошвы в плоскости действия моментной нагрузки.

Если $a_f > a$, точка O находится в пределах контура фундамента (расчетная схема

«а»); при $a_f < a$ точка O выходит за пределы контура фундамента (расчетная схема «б»).

По расчетной схеме «а» проектирование производится в той же последовательности, что и для случая действия вертикальной силы, направленной вниз. При этом крен фундамента i определяется из формул:

$$i = \frac{N_0 + N_0 t / (2a)}{n [c_a^p (t - u) - c_a^t (c' - u)] [1 - t / (2a)] + ct^2 b / 2}; \quad (6.115)$$

$$i = \frac{M_0 + N_0 [(a - t) / 2]}{1,33mc (t/2)^4 + n [(c - u)^2 c_a^t + (t - u)^2 c_a^p]}. \quad (6.116)$$

При проектировании по расчетной схеме «б» (см. рис. 6.27) в соответствии с общими положениями определяются размеры подошвы a и b , вес фундамента G , параметры a_0 и u . При двухрядном расположении анкеров

$$u = (u_1 + u_2) / 2, \quad (6.117)$$

где u_1 и u_2 — расстояния от края фундамента до оси каждого ряда анкеров.

Располагая величиной допустимого перемещения анкера при выдергивании δ_{al}^t , следует принять на первом этапе расчета перемещение анкера из условия $\delta_2 \leq 0,5 \delta_{al}^t$ (где δ_2 — перемещение наименее нагруженных анкеров) и далее по формулам определить i и n :

$$i = 2M_0 / (a_0^2 c_a^t n); \quad (6.118)$$

$$n = N_0 / [c_a^t (2\delta_2 + a_0 i)]. \quad (6.119)$$

При этом должно выполняться условие

$$i < i_u = (\delta_{al}^t - \delta_2) / a_0, \quad (6.120)$$

где i_u — допустимый крен.

Если это условие не соблюдается, то следует изменить размер подошвы a , но так, чтобы разместить расчетное число анкеров по ширине подошвы фундамента b .

Перемещения наиболее нагруженных анкеров определяются по формуле

$$\delta_1 = \delta_2 + i (a_0 - u). \quad (6.121)$$

Далее вычисляются усилия в наиболее нагруженных анкерах

$$N_1 = c_a^t n \delta_1 \quad (6.122)$$

и сравниваются с допускаемым усилием

$$N_1 / n < F_a^t. \quad (6.123)$$

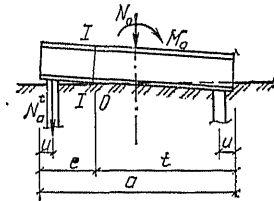
При проектировании фундамента с анкерами необходимо предусматривать верхнее и

нижнее армирование его плитной части из расчета на действие момента, определяемого по формуле

$$M_a^t = N_a^t (c' - u). \quad (6.124)$$

Расчетная схема для армирования плиты фундамента сверху представлена на рис. 6.28.

Рис. 6.28. К определению сечения верхней арматуры



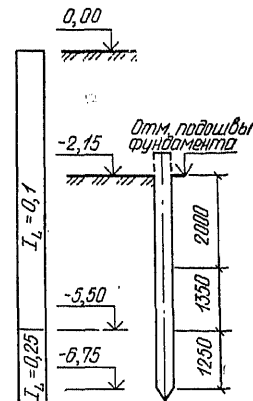
Пример 6.5. Рассчитать фундамент с анкерами. Исходные данные для расчета приведены в табл. 6.5.

ТАБЛИЦА 6.5. К ПРИМЕРУ 6.5

Номер сочетания	Усчлия		
	M, кН·м	N, кН	Q, кН
1	305	1310	—
2	936	576	37,2
3	1012	711	39,8

Данные инженерно-геологических изысканий — ниже подошвы фундамента залегают полутвердые суглинки, имеющие характеристики: плотность грунта $1,94 \text{ т/м}^3$; $c=0,014 \text{ МПа}$; $\phi=19^\circ$; $E=12 \text{ МПа}$. Изменение показателя текучести по глубине представлено на рис. 6.29. Выше подошвы залегают супеси, плотность их равна $1,7 \text{ т/м}^3$.

Рис. 6.29. Изменение показателя текучести



Решение. Определяем размеры подошвы по первому сочетанию усилий. Глубину заложения фундамента принимаем $d=2,15 \text{ м}$; $a=3 \text{ м}$; $b=2,1 \text{ м}$; $A=6,3 \text{ м}^2$; $W=3,15 \text{ м}^3$. Тогда:

$$R = 0,283 \text{ МПа};$$

$$p = \bar{\gamma}d + N/A \pm M_0/W = 20 \cdot 2,15 + 1,31/6,2 \pm 305/3,15 = 42 + 211 \pm 97;$$

$$p_0 = 0,253 \text{ МПа} < R = 0,283 \text{ МПа};$$

$$p_{max} = 0,360 \text{ МПа} \approx 1,2R = 0,34 \text{ МПа};$$

$$p_{min} = 0,154 \text{ МПа} > 0.$$

Производим проверку по второму сочетанию усилий. Определяем расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента:

$$c_0 = \frac{a}{2} - \frac{M + Qh_f}{N + G} =$$

$$= 1,5 - \frac{936 + 37,2 \cdot 2}{576 + 3 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 20} = 0,46 \text{ м;}$$

$$3c_0/a = 3 \cdot 0,46/3 = 0,46,$$

т. е. имеет место отрыв подошвы, недопустимый согласно действующим нормам.

Увеличивая размеры подошвы фундамента, добиваемся исключения отрыва. Принимаем $a=4,8$ м; $b=3,6$ м; $A=17,3$ м²; $W=13,8$ м³. Тогда:

$$c_0 = 2,4 - \frac{1010}{576 + 690} = 2,4 - 0,8 = 1,6 \text{ м;}$$

$$3c_0/a = 3 \cdot 1,6/4,8 = 1,$$

следовательно, отрыв подошвы отсутствует. Определяем p и p_0 :

$$p = 20 \cdot 2 + 576/17,3 \pm 1010/13,8 = 33 + 43 \pm 73;$$

$$p_0 = 0,076 \text{ МПа} < R = 0,3 \text{ МПа.}$$

При проверке по третьему сочетанию усилий находим:

$$c_0 = 2,4 \pm \frac{1012 + 39,8 \cdot 2}{711 + 690} = 1,62 \text{ м;}$$

$$3c_0/a = 3 \cdot 1,62/4,8 = 1,01,$$

значит отрыва подошвы нет. Находим:

$$p = 20 \cdot 2,15 + 711/17,3 \pm \frac{1092}{13,8} = 41 + 43 \pm 79;$$

$$p_0 = 0,084 \text{ МПа} < R = 0,3 \text{ МПа.}$$

Для фундамента, размеры которого определены по первому сочетанию усилий, относительный эксцентриситет при втором сочетании

$$e_0 = M/[(N + G) a] = 1010/828 \cdot 3 = 0,41.$$

Принимаем окончательно размеры подошвы такими, чтобы $e_0=0,3a$, откуда $a=M_0/(0,3N_0)=1010/(0,3 \times 828)=4$ м.

Ширину фундамента принимаем $b=2$ м, а площадь подошвы $A=8$ м², т. е. она значительно меньше площади подошвы фундамента без анкеров (в $17,3/8=2,16$ раза).

Определяем параметры податливости анкеров используя положения гл. 8. В качестве анкеров принимаем сваи забивные СБ-30 (см. рис. 6.29), заделанные в тело фундамента на 400 мм. Исходные данные для расчета анкера: $m=1$; $m_R=1$; $m_f=1$; $\mu=1,2$ м; $R=3,8$ МПа.

При $z_1=3,56$ м $f_1=0,051$ МПа
 $z_2=5,32$ м $f_2=0,565$ МПа
 $z_3=6,67$ м $f_3=0,051$ МПа

Сопротивление по боковой поверхности составляет:

$$\mu \sum f_i l_i = 1,2 (0,051 \cdot 2 + 0,565 \cdot 1,35 + 0,051 \cdot 1,25) = 0,29 \text{ МН,}$$

а общее сопротивление

$$F = 1 (1 \cdot 3,8 \cdot 0,09 + 0,29) = 0,53 \text{ МН.}$$

Расчетная нагрузка на анкер определяется по формуле

$$F_a^p = F/\gamma' = 0,53/1,4 = 0,38 \text{ МН.}$$

Несущая способность анкера, работающего на выдергивание, составляет (при $m=0,8$):

$$F_a^t = 0,8 \cdot 1 \cdot 0,29 = 0,23 \text{ МН.}$$

При этом расчетная нагрузка на анкер

$$F_a^t = 0,23/1,4 = 0,165 \text{ МН.}$$

С учетом коэффициента цикличности $k=0,8$

$$F_a^p = 0,38 \cdot 0,8 = 0,304 \text{ МН; } F_a^t = 0,13 \text{ МН.}$$

Определяем N^p при $\delta_{a1}^p=0,2 \cdot 20=4$ см по формуле (6.100):

$$N^p = (576 + 320) \cdot 0,304/(1310 + 320) = 0,167 \text{ МН,}$$

Далее по формулам (6.101) и (6.102):

$$c_a^p = (0,304 - 0,167)/0,04 = 3,43 \text{ МН/м,}$$

$$c_a^t = 0,13/0,005 = 26 \text{ МН/м.}$$

При $n=2$ ориентировочный момент, воспринимаемый анкерами,

$$M_a = i_u n (a/2 - u)^2 (c_a^p + c_a^t) = 0,004 \cdot 2 (2 - 0,3)^2 (3,43 + 26) = 0,68 \text{ МН} \cdot \text{м} > 0,4M_0 = 0,4 \cdot 1,01 = 0,404 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Для определения i и t принимаем второе сочетание нагрузок как наиболее невыгодное: $M_0=1010$ кН·м; $N=576$ кН; $G=320$ кН; $a=4$ м; $b=2$ м; $\mu=0,3$ м; $E=12$ МПа; $i_u=0,004$; $N_0=896$ кН.

Для $m=a/b=2$ $\alpha_1=2,1$; $\alpha_2=0,52$ 1/м; $c=2,1 \cdot 0,52 \times 12=13,2$ МПа/м. Крен определяем по формуле (6.106), используя данные табл. 6.6.

Теперь определяем крен по формуле (6.107) — данные берем из табл. 6.7.

Используя данные табл. 6.6 и 6.7, строим зависимости t от i (рис. 6.30), по которым определяем расчетные значения этих величин: $i=3,25$ м; $c'=a-i-t=4-3,25=0,75$ м; $i=4,3 \cdot 10^{-3}$.

ТАБЛИЦА 6.6. К ПРИМЕРУ 6.5

№ попыток	i , м	c' , м	$t-u$, м	$c'-u$, м	$\frac{t^2 b}{2}$, м ³	$\frac{t}{2a}$	N_0-N	$\frac{t}{2a}$	$\frac{t}{b}$	α_1	α_2	c , МПа	$i \cdot 10^3$
1	3	1	2,7	0,7	9	0,375	680	1,5	2,2	2,2	0,59	15,6	5,9
2	3,2	0,8	2,9	0,5	10,2	0,4	666	1,6	2,15	2,15	0,58	14,9	4,64
3	3,4	0,6	3,1	0,3	11,6	0,425	651	1,7	2,13	2,13	0,575	14,7	3,65

ТАБЛИЦА 6.7. К ПРИМЕРУ 6.5

№ попытки	$\left(\frac{t}{2}\right)^4$	$m = \frac{b}{t}$	$1,33m \times c' \left(\frac{t}{2}\right)^4$	$(c'-u)^2$	$(t-u)^2$	$\frac{a-t}{2}$	$M_0-N_0 \frac{(a-t)}{2}$	$i \cdot 10^3$
1	5,08	0,667	71,5	0,49	7,3	0,5	562	3,87
2	6,56	0,625	81,4	0,25	8,4	0,4	652	4,29
3	8,35	0,589	96,2	0,09	9,6	0,3	742	4,45

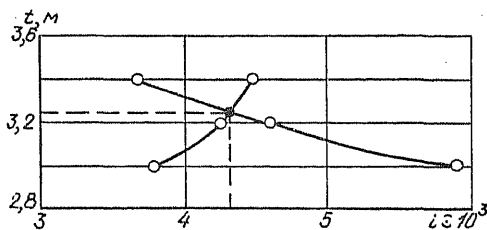
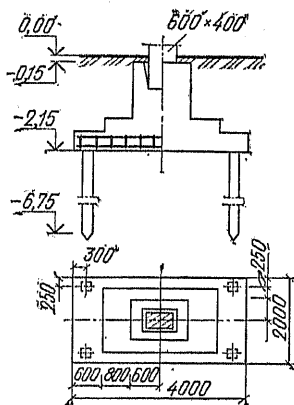
Рис. 6.30. Графическое определение i и t 

Рис. 6.31. Фундамент с анкерами

Проверяем выполнение граничных условий:

$$\delta_a^t = i(c' - u) = 4,3 \cdot 10^{-3} \cdot 0,45 = 1,9 \cdot 10^{-3} \text{ м} < \delta_{al}^t = 5 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\delta_a^p = i(t - u) = 4,3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,95 = 12,7 \cdot 10^{-3} \text{ м} < \delta_{al}^p = 40 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$N_a^t = c_a^t \delta_a^t n = 26 \cdot 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot 2 = 0,099 \text{ МН} < F_a^t n = 0,26 \text{ МН};$$

$$N_a^p = c_a^p \delta_a^p n = 3,43 \cdot 12,7 \cdot 10^{-3} \cdot 2 = 0,087 \text{ МН} < F_a^p n = 0,608 \text{ МН};$$

$$p_{max} = \frac{N - N_a^p + N_a^t}{ab} + ct = \frac{0,576 - 0,087 + 0,099}{4 \cdot 2} + 14,8 \cdot 4,3 \cdot 10^{-3} \cdot 3,25 = 0,281 \text{ МПа} < 1,2R = 0,34 \text{ МПа}.$$

Определяем момент для подбора арматуры в верхней части плиты фундамента

$$M = N_a^t (c' - u) = 0,099 \cdot 0,45 = 0,045 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Подбор арматуры далее производится таким же образом, как и для обычного фундамента. Запроектированный фундамент показан на рис. 6.31.

6.5. РАСЧЕТ ПЛИТНЫХ И ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ

6.5.1. Общие положения

Расчет ленточных и плитных фундаментов, работающих на изгиб, проводится с учетом совместной работы конструкции и грунтового основания согласно теории конструкций на упругом основании. В этом случае предположение о линейном распределении реактивных давлений уже не может рассматриваться как достаточно точное, так как изгиб конструкции изменяет распределение этих давлений и, следовательно, отражается и на усилиях в балках и плитах. Линейное распределение давлений используется лишь для предварительного определения сечений конструкций.

6.5.2. Предварительное назначение размеров сечений

Предварительное назначение размеров сечений рассмотрим на примере ленточного фундамента под колонны, исходя из схемы линейного распределения реактивных давлений. Изгибающие моменты в каждом сечении ленты определяются по формуле

$$M = M_l - \sum P_i l_i + \sum M_i, \quad (6.125)$$

где M_l — момент в данном сечении от площади эпюры реактивных давлений, расположенной левее данного сечения; $\sum P_i l_i$ — сумма моментов для данного сечения от нагрузок, передаваемых колоннами, расположенными левее сечения (здесь P_i — нагрузка от колонны i ; l_i — расстояние от колонны до сечения); $\sum M_i$ — сумма внешних моментов, передаваемых колоннами, расположенными левее данного сечения.

За положительное направление моментов принимается направление по часовой стрелке.

Таким образом, изгибающие моменты определяются простейшим способом по схеме статически определяемой балки. Не рекомендуется пользоваться расчетом статически неопределимой неразрезной балки, нагруженной трапециевидальной эпюрой давлений, при котором опорные реакции оказываются отличными от расчетных нагрузок, передаваемых на балку колоннами; кроме того, такой расчет сложнее. Использование схемы неразрезной балки оправдано лишь в случае, если жесткость верхнего строения очень велика и не позволяет смещаться опорным точкам колонн нелинейно относительно друг друга. В этом случае учитывается перераспределение внешней нагрузки по колоннам исходя из учета жесткости верхнего строения.

6.5.3. Расчет фундаментных балок и плит как конструкций на упругом основании

Для учета влияния изгиба на распределение реактивных давлений используется одно из двух предположений.

1. Основание работает согласно гипотезе коэффициента постели (Винклера). Эта гипотеза предполагает, что осадка какой-либо точки (элемента) поверхности основания s пропорциональна давлению p , приложенному в той же точке, т. е. что $p = k_s s$. Коэффициент k_s , Па/м, называется коэффициентом постели. Осадка данной точки (элемента) зависит только от давления, приложенного в этой точке, и не зависит от давлений, действующих по соседству (рис. 6.32, а).

2. Основание работает как среда, к которой применимы формулы теории упругости,

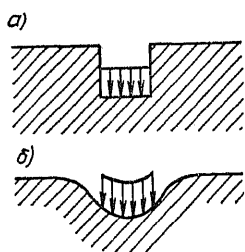


Рис. 6.32. Перемещение поверхности основания под нагрузкой

а — по гипотезе Винклера; б — по гипотезе упругого полупространства

связывающие напряжения и осадки. Грунт принимается за однородное упругое тело, бесконечно простирающееся вниз и в стороны и ограниченное сверху плоскостью (упругое полупространство), а соответствующее предположение называется гипотезой упругого полупространства. Поверхность упругого полупространства деформируется не только непосредственно под нагрузкой, но и по соседству с ней (рис. 6.32, б). Деформационные свойства грунта характеризуются в основном модулем деформации E_0 , МПа.

Согласно гипотезе коэффициента постели, грунт лишен распределительной способности, т. е. деформации соседних с нагрузкой элементов поверхности грунта отсутствуют. Коэффициент постели для данного типа основания предполагается величиной, не зависящей от площади фундамента (в действительности — зависит).

В гипотезе упругого полупространства распределительная способность преувеличена. Модуль деформации является характеристикой, представляющей одновременно как упругие, так и остаточные деформации. При многократном приложении нагрузки остаточные деформации исчезают, модуль общей деформации E_0 переходит в модуль упругости E , значи-

тельно больший, чем E_0 . При ширине фундамента примерно от 70 см до 7 м значение модуля деформации меняется незначительно. При превышении ширины 7 м модуль деформации заметно возрастает.

6.5.4. Связь между расчетными значениями модуля деформации и коэффициента постели

Между расчетными значениями модуля деформации E_0 и коэффициентом постели, исходя из приравнивания осадок, вычисленных по той и другой гипотезе, устанавливается связь

$$k_s = \frac{E_0}{(1 - \nu_0^2) k_0 \sqrt{A}} \quad (6.126)$$

Значение k_0 определяется по рис. 6.33 в зависимости от отношения сторон прямоуголь-

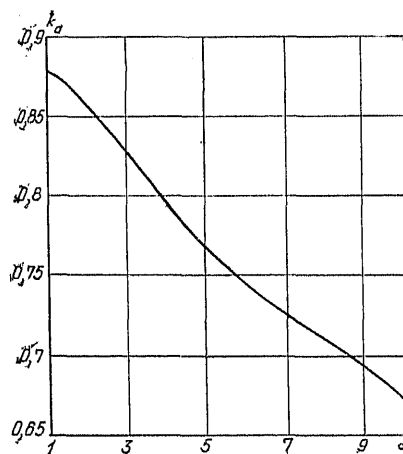


Рис. 6.33. Зависимость k_0 от α

ного фундамента α , его опорной площади A и коэффициента Пуассона грунта ν_0 , принимаемого для песков $\nu_0 = 0,3$, для суглинков и супесей $\nu_0 = 0,35$, для глин $\nu_0 = 0,4$.

Осадки жесткого прямоугольного фундамента на однородном основании определяются по формуле

$$s = \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} k_0 \frac{P}{\sqrt{A}}, \quad (6.127)$$

где P — суммарная центрированная нагрузка на фундамент.

Осадки жесткой плиты лишь немного меньше (на 7 %) средних осадок гибкой плиты при равномерной нагрузке.

Расчеты по обеим гипотезам, даже при использовании формулы (6.126), дают, как правило, различные результаты в отношении изгибающих моментов в конструкции и ее из-

гиба. Только для узких балок при $\alpha \geq 10$ можно подобрать отличное от определяемого формулой (6.127) значение коэффициента постели, при котором результаты расчета будут близки. Однако при равномерной нагрузке или при нагрузке, приближающейся к ней, получить близкие результаты расчета при любом соотношении между E_0 и k невозможно. Формула соотношения между E_0 и k_s для узких балок шириной B имеет вид:

$$k_2 = \frac{\pi}{2} \frac{E_0}{(1 - \nu_0^2) B \ln(4\alpha)}. \quad (6.128)$$

Гибкие фундаменты в настоящее время рассчитываются преимущественно по гипотезе упругого полупространства. Этот расчет при фундаментах большой опорной площади, в десятки или сотни квадратных метров, дает, однако, преувеличенное значение осадки, изгиба и изгибающих моментов, так как гипотеза игнорирует уплотнение грунта с глубиной, вызванное действием его собственного веса. Кроме того, при больших опорных площадях грунт под фундаментом сжимается в основном без возможности бокового расширения, что не учитывается при опытном определении модуля деформации штампом.

Чтобы приблизить расчетные условия к действительным, при больших опорных площадях используют схему, согласно которой основание представляет собой сжимаемый слой, подстилаемый несжимаемым основанием. Удобно также использовать схему однородного полупространства с повышенным модулем деформации так, чтобы расчет по этой схеме давал значение, равное ожидаемой осадке.

6.5.5. Определение расчетных значений модуля деформации E_0

Модуль деформации E_0 , МПа, определяется на основе полевых испытаний штампом площадью 5000 см². При отсутствии данных, полученных опытным путем, допускается устанавливать его значение по таблицам гл. 1. Использование данных компрессионных испытаний не рекомендуется, так как это приводит к заниженным значениям E_0 . Исключение составляют слабые грунты с модулем деформации $E_0 \leq 7$ МПа, для которых следует использовать компрессионные данные.

Для неоднородного многослойного основания следует пользоваться осредненным значением модуля \bar{E}_0 , определяемым формулой

$$\bar{E}_0 = \frac{\sum h_i \sigma_i}{\sum (h_i \sigma_i / E_i)}, \quad (6.129)$$

где h_i — толщина i -го слоя грунта, см; E_i — модуль

деформации данного слоя, МПа; σ_i — среднее значение нормальных напряжений, МПа, для данного слоя на вертикальной оси под центром подошвы конструкции, принимается, что опорная площадь равномерно загружена и собственный вес не учитывается.

6.5.6. Методы расчета конструкций

Метод расчета фундаментов зависит от формы подошвы и относительной гибкости фундамента. Если конструкция имеет удлиненную прямоугольную опорную площадь, причем

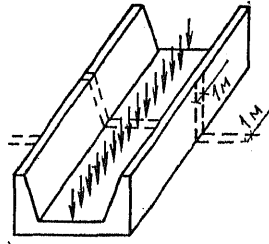


Рис. 6.34. Схема выделения полосы из конструкции для расчета в условиях плоской задачи

любая полоса шириной 1 м, выделенная в поперечном направлении из конструкции, работает в одинаковых условиях со всякой другой подобной полосой, т. е. имеет одинаковую жесткость и одинаковое распределение внешней нагрузки (рис. 6.34), то расчет этой полосы проводится в условиях плоской задачи. При этом длина опорной площади должна быть по крайней мере в 3 раза больше ширины. В условиях плоской задачи рассчитываются главным образом фундаменты гидротехнических сооружений.

Круглые и кольцевые фундаментные плиты рассчитываются на основе решения осесимметричной задачи. К ним относятся фундаменты доменных печей, фундаменты типа конусных оболочек и т. п.

Ленточные фундаменты под колонны рассчитываются как балки в условиях пространственной задачи. Фундаменты из перекрестных лент в силу сложности их конструкции рассчитываются по гипотезе Винклера [1]. Плоские прямоугольные фундаменты под отдельные колонны рассчитываются как прямоугольные плиты в условиях пространственной задачи. При значительной их жесткости допустимо проводить расчет обычным способом, исходя из гипотезы о равномерном распределении реактивных давлений. Сплошные фундаментные плиты под ряды колонн или под стены (в том числе каркасных зданий), под полы промышленных зданий и т. п. рассчитываются с помощью ЭВМ как плиты большой протяженности.

Методы расчета конструкций на упругом основании (кроме плит большой протяженности) разделяются на две группы:

методы, в которых на основе условий равновесия и условия полного примыкания подошвы балки или плиты к грунту составляются одна или две системы линейных уравнений с несколькими неизвестными; решение этих систем позволяет определить эпюру реактивных давлений, а затем уже и эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и прогибов (осадок);

методы, основанные на использовании готовых таблиц всех этих расчетных величин; такие таблицы составлены для большинства типов конструкций при различной их относительной гибкости, характере и размещении нагрузок и значительно сокращают время и труд расчетчика.

И в том, и в другом случае трением между подошвой фундамента и основанием принято пренебрегать (в запас прочности).

Основными методами, требующими решения систем уравнений, являются следующие.

1. Метод Б. Н. Жемочкина [2]. Этот метод применим для расчета как балок в условиях пространственной задачи, так и полос в условиях плоской задачи. Здесь вся опорная площадь фундамента разбивается на ряд участков, причем в пределах каждого участка реакции грунта для упрощения считаются равномерно распределенными (рис. 6.35).

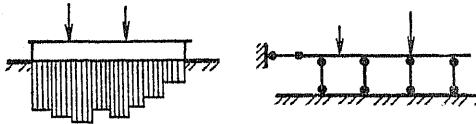


Рис. 6.35. К расчету балки или полосы по методу Б. Н. Жемочкина

Между балкой (полосой) и основанием в середине каждого участка помещается абсолютно жесткий стержень (на рис. 6.35 для ясности число стержней сокращено). Горизонтальный стержень поставлен для того, чтобы сделать систему неизменяемой: он никакой роли в расчете не играет. Постановкой вертикальных стержней-связей ставится условие, что вертикальные перемещения балки и основания в местах этих стержней одинаковы.

Неизвестными в расчете являются силы F_i в стержнях, осадка s_i и угол поворота $\text{tg } \alpha_i$ в каком-либо сечении балки, принимаемом за начальное. Эти неизвестные определяются исходя из условия равенства прогибов балки и осадки грунта в точках, где поставлены стержни. К полученным контактным урав-

нениям прибавляются два уравнения, вытекающие из условия равновесия.

Аналогичный метод тем же автором предложен для расчета круглых и кольцевых плит [2].

Метод Б. Н. Жемочкина особенно удобен при переменном сечении балки или сложной форме подошвы. Он обобщается на случай, когда основание представляет собой сжимаемый слой конечной толщины [4]. Метод неприменим для расчета прямоугольных плит в строгой постановке, когда в каждой точке плиты определяются два момента, изгибающих плиту соответственно в продольном и поперечном направлениях. Его нельзя также использовать для расчета длинных ленточных фундаментов под ряд колонн.

2. Метод М. И. Горбунова-Посадова. Этот метод охватывает все основные типы конструкций на упругом основании [1]. Эпюра реактивных давлений здесь определяется в виде многочлена 10-й степени. При симметрично нагруженной полосе многочлен для плоской задачи имеет вид:

$$p(x) = a_0 + a_2x^2 + a_4x^4 + a_6x^6 + a_8x^8 + a_{10}x^{10}, \quad (6.30)$$

где $x = x'/l$ — приведенное расстояние от середины полосы до данной точки (где x' — действительное расстояние; l — полуудлины полосы).

При несимметричной нагрузке к многочлену (6.130) добавляется многочлен с нечетными степенями x 9-й степени. Расчет при симметричной нагрузке приводит к решению системы из шести уравнений относительно неизвестных a_{2i} , а в общем случае — двух систем с шестью и пятью неизвестными. Эти системы получаются путем приравнивания перемещений поверхности грунта $w(x)$ от давлений $p(x)$ прогибам полосы от тех же давлений. Давления $p(x)$ для полосы являются реактивными давлениями, направленными снизу вверх. И перемещения поверхности, и прогибы выражаются так же через степенные ряды, коэффициенты которых линейно зависят от коэффициентов a_{2i} и a_{2i+1} . Приравнивание коэффициентов при одинаковых степенях в уравнении перемещений и прогибов и дает нужные системы уравнений. При пространственной задаче метод аналогичен, но в решении участвуют уже двойные степенные ряды.

6.5.7. Расчет конструкций на упругом основании по таблицам

Полностью расчет балок и плит на упругом основании по гипотезе упругого полупространства или сжимаемого слоя по таблицам готовых расчетных величин приведен в книге [1]. Здесь даны только основные сведения по

классификации балок и плит для выбора нужных таблиц, а также таблицы для наиболее важных случаев расчета.

Расчет балок (полос) в условиях плоской задачи. В таблицах даны реактивные давления, поперечные силы и изгибающие моменты для полос, принимаемых за абсолютно жесткие, для полос конечной длины и жесткости, бесконечных и полубесконечных. Предусмотрены случаи равномерной нагрузки и нагрузки в виде сосредоточенной силы или момента, приложенных в любом сечении.

Полоса считается абсолютно жесткой, если показатель ее гибкости t (величина безразмерная) удовлетворяет неравенству

$$t = \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu_0^2} \frac{\pi E_0 b' l^3}{4EI} \approx 10 \frac{E_0}{E} \frac{l^3}{h^3} < 1, \quad (6.131)$$

где E_0 и ν_0 — модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта; E и ν — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала полосы; I — момент инерции сечения полосы; l — полудлина полосы; h — высота; b' — ширина, равная l м.

Второе приближенное значение для t в формуле (6.131) относится к полосам прямоугольного сечения. Табл. 6.8 служит для расчета жестких полос для наиболее важного случая нагрузки сосредоточенной силой, приложенной в любом сечении полосы.

Таблица имеет два входа: по α , приведенным к полудлине полосы l — абсциссы точек приложенной нагрузки, и по ξ , приведенным к l — абсциссы сечений, для которых устанавливается расчетная величина. Начало отсчета — середина полосы, при этом принимается, что для сечений, расположенных правее середины полосы, значения ξ положительны, а левее — отрицательны. Величины α и ξ округляются до первого знака после запятой.

В таблице приведены ординаты безразмерных величин \bar{p} , \bar{Q} , \bar{M} , которые позволяют определять истинные значения реактивных давлений p , поперечных сил Q и изгибающих моментов M с помощью равенств:

$$p = p \frac{P}{b'l} \text{ (кПа); } \quad Q = \pm \bar{Q}P \text{ (кН); } \\ M = \bar{M} l P \text{ (кН·м)} \quad (6.132)$$

(подразумевается, что сила P дана в кН, а полудлина — в м).

В таблицах для \bar{Q} звездочкой отмечены значения слева от силы P . Справа значения \bar{Q} будут $\bar{Q} = \bar{Q}^* - 1$. Если сила приложена в левой половине полосы в таблице для \bar{Q} , все значения меняют знак на обратный.

Полосы считаются имеющими конечную

длину и жесткость в случае, если их показатель гибкости удовлетворяет неравенству

$$1 \leq t \leq 10 \quad (6.133)$$

(подробные таблицы для этого случая приведены в книге [1]).

Наконец, длинные полосы, когда $t > 10$, при расчете приближенно принимаются либо за бесконечно длинные, либо за полубесконечные. Полоса считается бесконечной, когда сила P приложена на расстоянии a_l от левого конца полосы и на расстоянии a_r от правого конца, удовлетворяющих неравенствам:

$$\alpha_l = a_l/L \geq 2; \quad \alpha_r = a_r/L \geq 2, \quad (6.134)$$

где L — упругая характеристика балки, м:

$$L = \sqrt[3]{\frac{2EI(1-\nu_0^2)}{b'E_0(1-\nu^2)}} \approx h \sqrt[3]{\frac{E}{6E_0}}. \quad (6.135)$$

В случае если неравенство (6.134) справедливо лишь для или только для a_r , полоса называется полубесконечной. В табл. 6.9 приведены значения безразмерных величин \bar{p} , \bar{Q} , \bar{M} для бесконечной полосы, а в табл. 6.10 — для полубесконечной. Правила пользования этими таблицами те же, что и табл. 6.8, с той лишь разницей, что в формулах (6.132) величина l должна быть заменена величиной L .

Если полоса загружена рядом сосредоточенных сил, то определяются эпюры от каждой силы в отдельности, а затем они суммируются.

В книге [1] приведены также таблицы для случая нагрузки изгибающим моментом m .

Расчет балок в условиях пространственной задачи. В этом случае метод расчета также зависит от показателя гибкости балки

$$t = \frac{\pi E_0 a^3 b}{2(1-\nu_0^2)EI}, \quad (6.136)$$

где a и b — полудлина и полуширина балки.

Балка принимается за жесткую, если показатель гибкости $t \leq 0,5$. Балка принимается за длинную, если

$$\lambda = a/L; \quad \beta = b/L = b'/(2L); \quad b' = 2b, \quad (6.137)$$

где L определяется равенством (6.135),

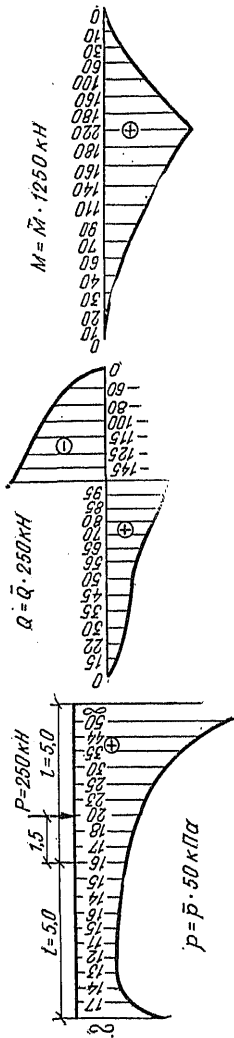
и удовлетворяются условия:

при $0,01 < \beta < 0,15$	$\lambda > 1$
$> 0,15 < \beta < 0,3$	$\lambda > 2$
$> 0,3 < \beta < 0,5$	$\lambda > 3,5$

Остальные балки рассчитываются как короткие, т. е. имеющие конечную длину и жесткость.

Жесткие балки рассчитываются при замене действительной нагрузки на балку экви-

ТАБЛИЦА 6.8. БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ЭПОРЫ ДЛЯ ЖЕСТКОЙ ПОЛОСЫ ШИРИНЫ $b' = 1$ м, НАГРУЖЕННОЙ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛОЙ P , кН



α	ξ																			α		
	-1,0	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8		0,9	1,0
0,0	∞	0,73	0,53	0,46	0,40	0,37	0,35	0,33	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	∞
0,1	∞	0,60	0,45	0,38	0,35	0,33	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,33	0,34	0,35	0,37	0,40	0,45	0,51	0,58	0,66	0,75	∞
0,2	∞	0,47	0,36	0,32	0,30	0,29	0,29	0,30	0,31	0,32	0,33	0,35	0,37	0,40	0,44	0,49	0,54	0,60	0,68	0,78	0,89	∞
0,3	∞	0,34	0,28	0,26	0,25	0,26	0,27	0,29	0,30	0,32	0,34	0,36	0,39	0,43	0,48	0,54	0,60	0,68	0,78	0,89	1,02	∞
0,4	∞	0,20	0,19	0,13	0,16	0,21	0,24	0,25	0,27	0,29	0,32	0,35	0,39	0,43	0,48	0,54	0,60	0,68	0,78	0,89	1,02	∞
0,5	0	0,07	0,11	0,13	0,16	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,32	0,35	0,39	0,43	0,48	0,54	0,60	0,68	0,78	0,89	1,02	∞
0,6	$-\infty$	$-0,06$	0,02	0,07	0,11	0,15	0,18	0,21	0,25	0,28	0,32	0,36	0,40	0,45	0,51	0,59	0,68	0,78	0,89	1,02	1,17	∞
0,7	$-\infty$	$-0,19$	$-0,06$	$-0,01$	0,06	0,11	0,15	0,19	0,23	0,27	0,32	0,36	0,42	0,47	0,54	0,62	0,73	0,88	1,04	1,21	1,41	∞
0,8	$-\infty$	$-0,32$	$-0,15$	$-0,05$	0,02	0,07	0,12	0,17	0,22	0,27	0,32	0,37	0,43	0,49	0,57	0,66	0,78	0,94	1,12	1,38	1,75	∞
0,9	$-\infty$	$-0,45$	$-0,23$	$-0,12$	$-0,03$	0,04	0,10	0,16	0,21	0,26	0,32	0,38	0,44	0,51	0,60	0,70	0,83	1,01	1,29	1,68	2,20	∞
1,0	$-\infty$	$-0,58$	$-0,32$	$-0,18$	$-0,08$	0	0,07	0,13	0,19	0,26	0,32	0,38	0,45	0,53	0,63	0,73	0,87	1,07	1,38	1,80	2,35	∞

\bar{Q}

0,0	0	0,14	0,20	0,25	0,29	0,33	-0,37	-0,44	-0,46	-0,40	-0,33	-0,29	-0,25	-0,20	-0,14	0	0,0
0,1	0	0,12	0,17	0,21	0,24	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47*	0,47*	0,47*	0,46	0	-0,1
0,2	0	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,37	0,40	0,44*	0,44*	0,44*	0	-0,2
0,3	0	0,06	0,09	0,12	0,14	0,17	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,38	0,42*	0,42*	0	-0,3
0,4	0	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,16	0,19	0,21	0,24	0,28	0,31	0,35	0,40*	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,01	0,03	0,04	0,07	0,08	0,10	0,12	0,15	0,18	0,21	0,25	0,29	0,34	0	-0,5
0,6	0	0,02	-0,02	-0,02	-0,01	0,00	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,15	0,19	0,23	0,28	0	-0,6
0,7	0	-0,05	-0,06	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	-0,02	0,00	0,02	0,05	0,09	0,13	0,17	0,22	0	-0,7
0,8	0	-0,08	-0,10	-0,11	-0,11	-0,11	-0,10	-0,08	-0,06	-0,04	-0,01	-0,02	0,05	0,11	0,16	0	-0,8
0,9	0	-0,11	-0,14	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,14	-0,13	-0,10	-0,07	-0,04	0,00	0,05	0,11	0	-0,9
1,0	0	-0,13	-0,18	-0,20	-0,21	-0,22	-0,21	-0,20	-0,19	-0,16	-0,14	-0,10	-0,06	-0,01	0,05	1*	-1,0

\bar{M}

0,0	0	0,01	0,03	0,05	0,08	0,11	0,14	0,18	0,22	0,27	0,32	0,37	0,43	0,49	0,56	0	0,0
0,1	0	0,01	0,02	0,04	0,06	0,09	0,12	0,15	0,19	0,23	0,27	0,31	0,26	0,21	0,17	0	-0,1
0,2	0	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,15	0,18	0,22	0,26	0,30	0,24	0,19	0	-0,2
0,3	0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,22	0	-0,3
0,4	0	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,21	0,24	0	-0,4
0,5	0	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,21	0	-0,5
0,6	0	0,00	0,00	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09	0	-0,6
0,7	0	0,00	-0,01	-0,02	-0,02	-0,3	-0,03	-0,04	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,02	0,05	0	-0,7
0,8	0	-0,01	-0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,05	-0,07	-0,07	-0,08	-0,08	-0,08	-0,08	-0,07	0,05	0	-0,8
0,9	0	-0,01	-0,02	-0,03	-0,05	-0,07	-0,08	-0,10	-0,11	-0,12	-0,13	-0,14	-0,14	-0,14	-0,11	0	-0,9
1,0	0	-0,01	-0,02	-0,04	-0,06	-0,09	-0,11	-0,13	-0,15	-0,17	-0,18	-0,19	-0,20	-0,20	-0,20	0	-1,0

5

α	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1	α
----------	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	---	------	------	------	------	------	------	------	------	------	----	----------

ТАБЛИЦА 6.9. БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ЭПЮРЫ ДЛЯ БЕСКОНЕЧНО ДЛИННОЙ ПОЛОСЫ ШИРИНОЙ $b'=1$ м, НАГРУЖЕННОЙ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛОЙ P , кН

Усилия	ξ										
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
\bar{p}	0,38	0,37	0,34	0,30	0,26	0,23	0,19	0,16	0,13	0,11	0,08
\bar{Q}	-0,50	-0,42	-0,35	-0,29	-0,23	-0,18	-0,14	-0,11	-0,08	-0,06	-0,04
\bar{M}	0,38	0,29	0,21	0,15	0,10	0,06	0,02	0,00	-0,02	-0,03	-0,04

Продолжение табл. 6.9

Усилия	ξ									
	2,2	2,4	2,6	2,8	3	3,2	3,4	3,6	3,8	4
\bar{p}	0,07	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
\bar{Q}	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02
\bar{M}	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	-0,03

валентной в виде суммарной вертикальной нагрузки P_0 и момента m_0 , приложенных в середине балки.

Расчетные величины при нагрузке P_0 определяются по табл. 6.11, а при нагрузке m_0 — по табл. 6.12. В таблицах два входа: по $\alpha = a/b$ (отношение длины балки к ширине) и по приведенному к полудлине балки расстоянию от середины балки до рассчитываемого сечения $x = x'/a$ (где x' — действительное расстояние).

Переходные формулы от безразмерных величин реактивных давлений \bar{p}_0 , поперечных сил \bar{Q}_0 , изгибающих моментов \bar{M}_0 , осадок (прогибов) \bar{Y}_0 и углов наклона $\text{tg } \varphi_0$ к действительным величинам при воздействии силы P_0 следующие:

$$\left. \begin{aligned} p &= \bar{p}_0 \frac{P_0}{b'a}; & Q &= \pm \bar{Q} P_0; \\ M &= \bar{M}_0 P_0 a; \\ Y &= \bar{Y}_0 \frac{(1 - \nu_0^2) P_0}{E_0 a}; & \text{tg } \varphi &= 0. \end{aligned} \right\} (6.138)$$

При воздействии момента:

$$\left. \begin{aligned} p &= \pm \bar{p}_1 m_0 / b'a; & Q &= \bar{Q}_1 m_0 / a; \\ M &= \pm \bar{M}_1 m_0; \\ Y &= \pm \bar{Y}_1 \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} x \frac{m_0}{a^2}; \\ \text{tg } \varphi &= \pm \bar{\text{tg}} \varphi_1 \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} \frac{m_0}{a^2}. \end{aligned} \right\} (6.139)$$

Верхний знак относится к правой половине балки, нижний — к левой.

Чтобы учесть влияние действительного расположения внешней нагрузки, следует использовать простые статические соотношения, которые мы опускаем.

Для коротких балок таблицы приведены в книге [1]. Они предусматривают нагрузку как силами, так и моментами.

Длинные балки в условиях пространственной задачи рассчитываются в основном так же, как и в условиях плоской задачи. Однако здесь расчетные эпюры существенно зависят от приведенной полуширины балки $\beta = b/L$. В книге [1] приведены таблицы для пяти значений (0,025; 0,075; 0,15; 0,3; 0,5); при $\beta > 0,5$ балку можно рассчитывать как полосу в условиях плоской задачи. Здесь мы приводим табл. 6.13 только для трех значений β (0,025; 0,15; 0,5). При иных значениях β следует использовать таблицу для ближайшего предусмотренного его значения. Кроме того, при пространственной задаче критерий расчета по схеме полубесконечной балки $\alpha_l > 2$ или $\alpha_r > 2$ относится только к балкам с приведенной шириной $\beta > 0,2$, при меньшей приведенной ширине этот критерий заменяется условием $\alpha_l > 1$ или $\alpha_r > 1$. Если не выполняются оба неравенства, балка рассчитывается как бесконечная. Для бесконечной балки значения безразмерных расчетных величин приведены в последних столбцах таблицы с пометкой $\alpha = \infty$. Началом отсчета приведенных абсцисс рассчитываемых сечений для полубесконечных полос принят левый конец балки при нагрузке вблизи левого конца

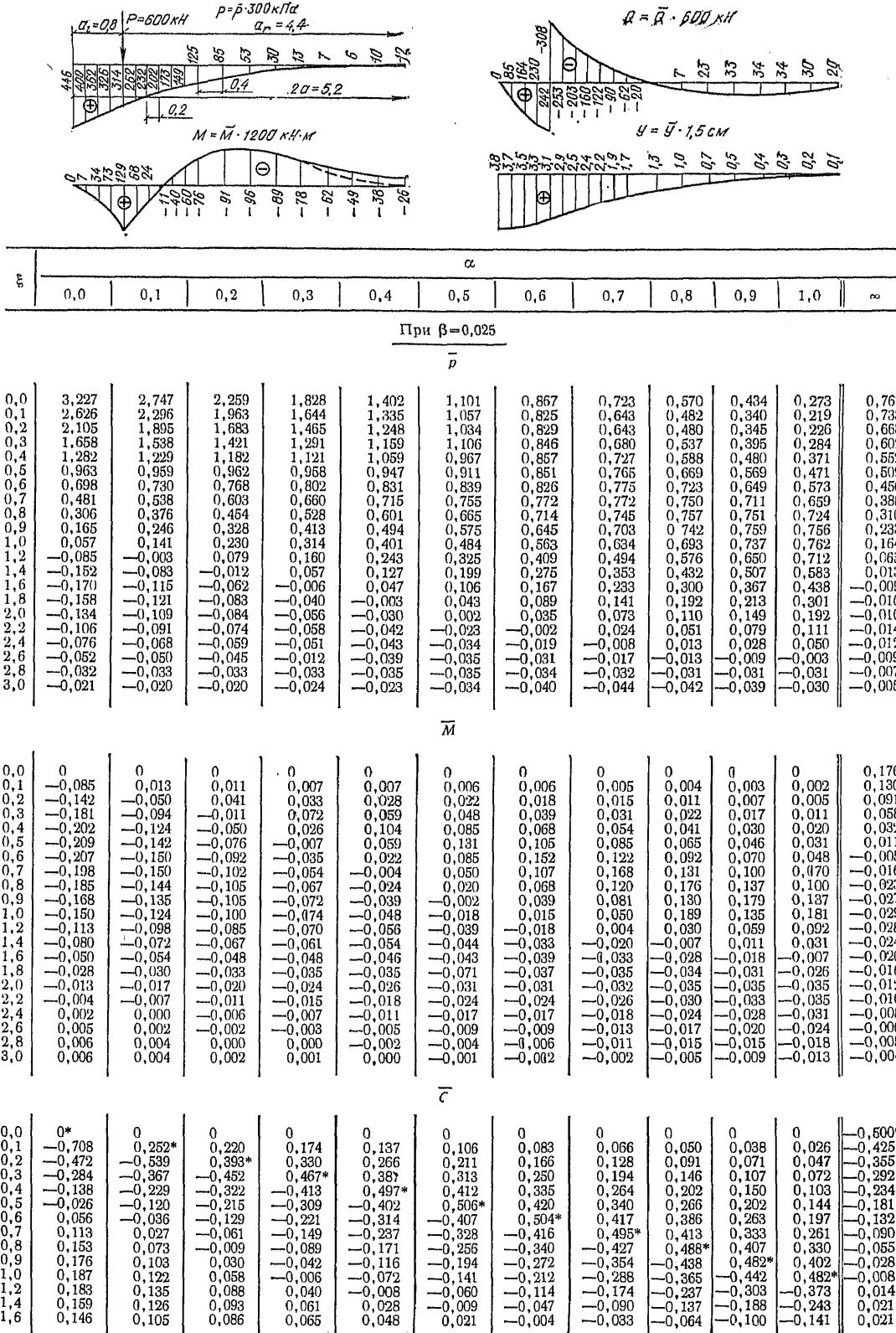
ТАБЛИЦА 6.11. БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ЭПЮРЫ ДЛЯ ЖЕСТКИХ БАЛОК
НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ СИЛЫ P_0 , кН,
ПРИЛОЖЕННОЙ К СЕРЕДИНЕ БАЛКИ

α	x										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
\bar{p}_0											
10	0,439	0,440	0,442	0,446	0,455	0,462	0,475	0,496	0,541	0,632	0,842
15	0,447	0,448	0,450	0,454	0,459	0,468	0,480	0,500	0,537	0,611	0,773
20	0,452	0,453	0,455	0,458	0,464	0,471	0,483	0,502	0,535	0,600	0,737
30	0,458	0,459	0,460	0,463	0,468	0,475	0,486	0,503	0,532	0,586	0,699
50	0,464	0,465	0,466	0,468	0,473	0,480	0,489	0,503	0,538	0,574	0,665
100	0,469	0,470	0,471	0,473	0,477	0,483	0,491	0,504	0,525	0,561	0,634
\bar{Q}_0											
10	-0,500	-0,456	-0,412	-0,367	-0,322	-0,277	-0,230	-0,182	-0,130	-0,072	0
15	-0,500	-0,455	-0,411	-0,365	-0,320	-0,273	-0,225	-0,177	-0,125	-0,068	0
20	-0,500	-0,454	-0,410	-0,363	-0,317	-0,271	-0,223	-0,174	-0,122	-0,065	0
30	-0,500	-0,454	-0,408	-0,362	-0,315	-0,268	-0,220	-0,171	-0,119	-0,063	0
50	-0,500	-0,453	-0,407	-0,360	-0,313	-0,265	-0,217	-0,168	-0,116	-0,061	0
100	-0,500	-0,453	-0,406	-0,359	-0,311	-0,263	-0,214	-0,165	-0,113	-0,058	0
\bar{M}_0											
10	0,2703	0,2225	0,1791	0,1401	0,1056	0,0756	0,0502	0,0295	0,0139	0,0037	0
15	0,2672	0,2194	0,1761	0,1373	0,1031	0,0735	0,0486	0,0284	0,0132	0,0035	0
20	0,2654	0,2176	0,1744	0,1357	0,1017	0,0722	0,0475	0,0277	0,0128	0,0034	0
30	0,2634	0,2156	0,1725	0,1340	0,1002	0,0710	0,0465	0,0270	0,0125	0,0033	0
50	0,2615	0,2137	0,1707	0,1323	0,0985	0,0697	0,0455	0,0263	0,0120	0,0031	0
100	0,2596	0,2120	0,1690	0,1307	0,0972	0,0685	0,0448	0,0256	0,0117	0,0030	0
α				10	15	20	30	50	100		
\bar{Y}_0				1,081	1,210	1,302	1,431	1,595	1,814		

ТАБЛИЦА 6.12. БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ЭПЮРЫ ДЛЯ ЖЕСТКИХ БАЛОК НА УПРУГОМ
ОСНОВАНИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ СОСРЕДОТОЧЕННОГО МОМЕНТА m_0 , кН·м,
ПРИЛОЖЕННОГО В СЕРЕДИНЕ БАЛКИ

α	x										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
\bar{p}_1											
10	0	0,114	0,229	0,347	0,470	0,600	0,746	0,918	1,148	1,506	2,155
15	0	0,119	0,239	0,362	0,490	0,625	0,772	0,943	1,162	1,483	2,024
20	0	0,122	0,245	0,371	0,501	0,638	0,786	0,957	1,169	1,449	1,957
30	0	0,125	0,252	0,381	0,513	0,652	0,802	0,971	1,176	1,415	1,855
50	0	0,129	0,258	0,390	0,525	0,667	0,817	0,984	1,181	1,414	1,820
100	0	0,133	0,265	0,400	0,538	0,680	0,831	0,996	1,186	1,415	1,761
\bar{Q}_1											
10	-0,709	-0,704	-0,686	-0,658	-0,617	-0,563	-0,496	-0,413	-0,311	-0,180	0
15	-0,716	-0,710	-0,692	-0,662	-0,619	-0,564	-0,494	-0,408	-0,304	-0,173	0
20	-0,719	-0,713	-0,695	-0,664	-0,621	-0,564	-0,493	-0,406	-0,300	-0,169	0
30	-0,723	-0,717	-0,698	-0,667	-0,622	-0,564	-0,491	-0,403	-0,296	-0,165	0
50	-0,727	-0,721	-0,701	-0,669	-0,623	-0,564	-0,490	-0,400	-0,292	-0,162	0
100	-0,731	-0,724	-0,705	-0,671	-0,624	-0,564	-0,488	-0,397	-0,288	-0,158	0
\bar{M}_1											
10	0,5	0,4293	0,3597	0,2924	0,2285	0,1694	0,1163	0,0707	0,0343	0,0095	0
15	0,5	0,4285	0,3584	0,2907	0,2265	0,1672	0,1142	0,0690	0,0332	0,0091	0
20	0,5	0,4283	0,3577	0,2897	0,2253	0,1660	0,1130	0,0679	0,0324	0,0088	0
30	0,5	0,4297	0,3570	0,2887	0,2241	0,1647	0,1119	0,0670	0,0319	0,0084	0
50	0,5	0,4276	0,3563	0,2876	0,2229	0,1635	0,1107	0,0660	0,0313	0,0083	0
100	0,5	0,4271	0,3556	0,2867	0,2217	0,1622	0,1095	0,0651	0,0306	0,0081	0
α				10	15	20	30	50	100		
\bar{t}_{φ_1}				2,088	2,466	3,737	3,122	3,606	4,311		

ТАБЛИЦА 6.13. БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ЭПЮРЫ ДЛЯ ДЛИННЫХ БАЛОК НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ



Продолжение табл. 6.13

ξ	α											∞
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
1,8	0,092	0,091	0,070	0,060	0,049	0,036	0,022	0,004	-0,016	-0,040	-0,067	0,018
2,0	0,062	0,058	0,053	0,050	0,046	0,040	0,034	0,025	0,019	-0,001	-0,018	0,014
2,2	0,039	0,038	0,038	0,039	0,039	0,038	0,038	0,035	0,029	0,022	0,013	0,011
2,4	0,020	0,022	0,024	0,027	0,030	0,032	0,034	0,036	0,035	0,032	0,028	0,009
2,6	0,008	0,011	0,014	0,018	0,022	0,025	0,029	0,032	0,033	0,033	0,032	0,007
2,8	-0,001	0,002	0,006	0,010	0,014	0,018	0,022	0,027	0,029	0,029	0,029	0,005
3,0	-0,005	-0,003	0,000	0,005	0,008	0,012	0,016	0,020	0,022	0,022	0,022	0,004

γ

0,0	6,92	6,00	5,12	4,28	3,52	2,84	2,20	1,72	1,24	0,88	0,60	2,14
0,1	6,00	5,32	4,64	3,96	3,32	2,75	2,28	1,80	1,40	1,08	0,80	2,11
0,2	5,12	4,64	4,16	3,68	3,20	2,88	2,34	1,92	1,56	1,24	1,00	2,02
0,3	4,28	3,96	3,68	3,44	3,08	2,72	2,40	2,08	1,76	1,48	1,20	1,90
0,4	3,52	3,32	3,20	3,08	2,88	2,64	2,43	2,16	1,88	1,64	1,40	1,76
0,5	2,84	2,76	2,88	2,72	2,64	2,56	2,44	2,24	2,04	1,80	1,60	1,60
0,6	2,20	2,28	2,34	2,40	2,43	2,44	2,36	2,24	2,12	1,96	1,78	1,44
0,7	1,72	1,80	1,92	2,08	2,16	2,24	2,24	2,24	2,16	2,04	1,92	1,28
0,8	1,24	1,40	1,56	1,76	1,88	2,04	2,12	2,16	2,20	2,12	2,04	1,13
0,9	0,88	1,08	1,24	1,48	1,64	1,80	1,96	2,04	2,12	2,16	2,12	0,99
1,0	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,76	1,92	2,04	2,12	2,16	0,85
1,2	0,16	0,36	0,56	0,80	1,00	1,20	1,40	1,56	1,76	1,88	2,04	0,62
1,4	-0,08	0,08	0,28	0,48	0,68	0,88	1,04	1,24	1,40	1,60	1,76	0,43
1,6	-0,16	-0,04	0,12	0,24	0,44	0,60	0,76	0,92	1,08	1,24	1,40	0,28
1,8	-0,20	-0,12	0,00	0,16	0,28	0,40	0,52	0,64	0,80	0,96	1,08	0,16
2,0	-0,20	-0,12	-0,04	0,08	0,16	0,28	0,36	0,44	0,56	0,64	0,80	0,07
2,2	-0,12	-0,12	-0,04	0,04	0,12	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,00
2,4	-0,08	-0,08	-0,03	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,28	0,32	0,36	-0,06
2,6	-0,04	-0,04	0,00	0,04	0,04	0,08	0,12	0,16	0,16	0,20	0,24	-0,11
2,8	0,00	0,00	0,04	0,04	0,04	0,08	0,08	0,12	0,12	0,12	0,15	-0,15
3,0	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,08	0,08	0,08	0,08	-0,18

При β=0,15

ρ

0,0	2,732	2,435	2,128	1,841	1,552	1,315	1,107	0,946	0,794	0,640	0,507	0,555
0,1	2,200	1,981	1,773	1,562	1,351	1,159	0,975	0,827	0,687	0,557	0,446	0,548
0,2	1,781	1,635	1,488	1,339	1,190	1,043	0,898	0,763	0,639	0,523	0,425	0,529
0,3	1,444	1,349	1,258	1,154	1,055	0,949	0,838	0,727	0,619	0,520	0,432	0,503
0,4	1,173	1,115	1,057	0,998	0,938	0,868	0,790	0,706	0,619	0,535	0,456	0,476
0,5	0,948	0,918	0,890	0,861	0,831	0,793	0,745	0,687	0,624	0,557	0,490	0,452
0,6	0,761	0,753	0,746	0,741	0,733	0,720	0,698	0,666	0,624	0,575	0,522	0,426
0,7	0,604	0,613	0,623	0,634	0,644	0,619	0,617	0,636	0,615	0,586	0,550	0,393
0,8	0,471	0,493	0,515	0,538	0,561	0,581	0,594	0,603	0,597	0,590	0,570	0,352
0,9	0,357	0,389	0,419	0,453	0,484	0,516	0,543	0,565	0,578	0,582	0,576	0,302
1,0	0,264	0,302	0,339	0,380	0,416	0,451	0,480	0,620	0,545	0,564	0,573	0,252
1,2	0,118	0,163	0,208	0,252	0,297	0,341	0,385	0,428	0,469	0,508	0,539	0,155
1,4	0,019	0,065	0,111	0,157	0,203	0,249	0,299	0,340	0,385	0,433	0,471	0,081
1,6	-0,046	-0,003	0,041	0,085	0,129	0,173	0,217	0,261	0,305	0,350	0,394	0,035
1,8	-0,083	-0,045	-0,007	0,034	0,072	0,112	0,153	0,194	0,234	0,278	0,316	0,009
2,0	-0,102	-0,069	-0,037	-0,002	0,031	0,065	0,101	0,137	0,173	0,210	0,246	-0,003
2,2	-0,109	-0,081	-0,054	-0,026	0,002	0,030	0,059	0,090	0,121	0,153	0,186	-0,009
2,4	-0,105	-0,083	-0,061	-0,039	-0,016	0,005	0,028	0,051	0,077	0,105	0,132	-0,011
2,6	-0,097	-0,083	-0,064	-0,047	-0,030	-0,013	0,004	0,024	0,042	0,062	0,080	-0,011
2,8	-0,087	-0,081	-0,063	-0,050	-0,039	-0,027	-0,014	-0,001	0,012	0,024	0,036	-0,010
3,0	-0,076	-0,075	-0,061	-0,053	-0,016	-0,040	-0,032	-0,025	-0,017	-0,007	0,003	-0,008

M

0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,230
0,1	-0,087	0,012	0,009	0,009	0,008	0,005	0,005	0,004	0,003	0,003	0,003	0,183
0,2	-0,152	-0,056	0,037	0,033	0,029	0,024	0,020	0,017	0,014	0,012	0,010	0,141
0,3	-0,200	-0,110	-0,021	0,070	0,061	0,052	0,044	0,037	0,031	0,026	0,020	0,105
0,4	-0,232	-0,148	-0,065	0,020	0,105	0,090	0,077	0,066	0,055	0,046	0,036	0,072
0,5	-0,253	-0,176	-0,099	-0,021	0,058	0,137	0,116	0,100	0,085	0,070	0,056	0,046
0,6	-0,265	-0,194	-0,124	-0,053	0,019	0,091	0,165	0,139	0,120	0,100	0,081	0,024
0,7	-0,269	-0,205	-0,142	-0,077	-0,012	0,053	0,120	0,191	0,163	0,137	0,110	0,006
0,8	-0,267	-0,210	-0,153	-0,096	-0,037	0,021	0,081	0,145	0,210	0,178	0,147	-0,006
0,9	-0,259	-0,209	-0,158	-0,108	-0,057	-0,005	0,049	0,106	0,164	0,225	0,190	-0,18
1,0	-0,249	-0,205	-0,161	-0,116	-0,071	-0,026	0,022	0,074	0,124	0,179	0,236	-0,025
1,2	-0,221	-0,188	-0,156	-0,122	-0,088	-0,054	-0,019	0,020	0,060	0,103	0,147	-0,033
1,4	-0,188	-0,165	-0,142	-0,118	-0,093	-0,069	-0,044	-0,015	0,014	0,047	0,080	-0,035
1,6	-0,154	-0,139	-0,124	-0,107	-0,091	-0,074	-0,056	-0,036	-0,015	0,007	0,031	-0,033
1,8	-0,122	-0,133	-0,103	-0,093	-0,083	-0,072	-0,061	-0,047	-0,034	-0,018	-0,002	-0,030
2,0	-0,093	-0,088	-0,083	-0,077	-0,072	-0,066	-0,059	-0,051	-0,043	-0,033	-0,022	-0,026
2,2	-0,068	-0,066	-0,065	-0,062	-0,059	-0,057	-0,053	-0,049	-0,044	-0,039	-0,032	-0,022
2,4	-0,047	-0,048	-0,048	-0,047	-0,047	-0,046	-0,045	-0,042	-0,038	-0,035	-0,035	-0,018
2,5	-0,031	-0,033	-0,034	-0,034	-0,035	-0,036	-0,035	-0,031	-0,034	-0,033	-0,032	-0,015
2,8	-0,013	-0,021	-0,023	-0,023	-0,024	-0,025	-0,026	-0,025	-0,026	-0,026	-0,026	-0,013
3,0	-0,010	-0,011	-0,014	-0,014	-0,015	-0,016	-0,017	-0,017	-0,017	-0,019	-0,019	-0,010

Продолжение табл. 6.13

ξ	α											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	∞
	\bar{Q}											
0,0	0,000*	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,500
0,1	-0,755	0,219*	0,196	0,168	0,144	0,124	0,104	0,089	0,074	0,062	0,046	-0,445
0,2	-0,556	-0,600	0,358*	0,313	0,271	0,234	0,198	0,168	0,140	0,116	0,090	-0,391
0,3	-0,395	-0,464	-0,505	-0,439*	0,384	0,334	0,285	0,242	0,203	0,167	0,133	-0,339
0,4	-0,265	-0,328	-0,390	-0,454	0,483*	0,424	0,366	0,313	0,264	0,219	0,177	-0,290
0,5	-0,159	-0,226	-0,293	-0,360	0,428	0,507*	0,443	0,382	0,443	0,273	0,224	-0,244
0,6	-0,075	-0,143	-0,211	-0,281	-0,350	-0,417	0,515*	0,450	0,388	0,329	0,275	-0,200
0,7	-0,007	-0,075	-0,143	-0,213	-0,280	-0,349	-0,418	0,515*	0,450	0,388	0,329	-0,159
0,8	0,047	-0,020	-0,086	-0,154	-0,221	-0,287	-0,356	-0,423	0,512*	0,477	0,385	-0,123
0,9	0,088	0,024	-0,040	-0,104	-0,169	-0,232	-0,299	-0,364	-0,429	0,506*	0,442	-0,090
1,0	0,119	0,059	-0,002	-0,063	-0,123	-0,184	-0,248	-0,311	-0,373	0,436	0,501*	-0,060
1,2	0,157	0,105	0,052	0,000	-0,053	-0,105	-0,160	-0,215	-0,272	-0,330	-0,389	-0,021
1,4	0,170	0,126	0,083	0,040	-0,003	-0,047	-0,093	-0,139	-0,187	-0,236	-0,287	0,003
1,6	0,167	0,132	0,099	0,064	0,030	-0,042	-0,042	-0,079	-0,118	-0,158	-0,201	0,017
1,8	0,153	0,128	0,102	0,075	0,050	0,023	-0,005	-0,034	-0,064	-0,096	-0,130	0,020
2,0	0,134	0,116	0,097	0,078	0,060	0,041	0,021	-0,001	-0,023	-0,047	-0,074	-0,019
2,2	0,114	0,102	0,088	0,076	0,063	0,061	0,037	0,022	0,016	-0,011	-0,030	0,018
2,4	0,092	0,084	0,076	0,069	0,061	0,054	0,045	0,036	0,026	0,014	0,001	0,015
2,6	0,072	0,068	0,064	0,060	0,056	0,053	0,048	0,043	0,037	0,030	0,022	0,012
2,8	0,053	0,052	0,052	0,050	0,049	0,049	0,047	0,045	0,043	0,039	0,034	0,010
3,0	0,037	0,037	0,039	0,040	0,041	0,042	0,043	0,043	0,042	0,040	0,038	0,009

ξ	γ											
	0,0	3,04	2,75	2,48	2,21	1,96	1,72	1,50	1,30	1,11	0,95	0,79
0,1	2,75	2,53	2,31	2,09	1,87	1,67	1,47	1,30	1,13	0,98	0,84	1,06
0,2	2,48	2,31	2,12	1,95	1,77	1,60	1,44	1,29	1,14	1,00	0,88	1,04
0,3	2,21	2,09	1,95	1,81	1,67	1,51	1,41	1,27	1,15	1,03	0,92	1,01
0,4	1,96	1,87	1,77	1,67	1,59	1,49	1,38	1,27	1,17	1,06	0,94	0,98
0,5	1,72	1,67	1,60	1,51	1,49	1,41	1,33	1,25	1,17	1,08	1,00	0,94
0,6	1,50	1,47	1,44	1,41	1,38	1,33	1,29	1,24	1,17	1,11	1,03	0,89
0,7	1,30	1,30	1,29	1,27	1,27	1,25	1,24	1,21	1,17	1,11	1,06	0,85
0,8	1,11	1,13	1,14	1,15	1,17	1,17	1,17	1,17	1,14	1,11	1,07	0,80
0,9	0,95	0,98	1,00	1,03	1,06	1,08	1,11	1,11	1,11	1,11	1,09	0,76
1,0	0,79	0,84	0,88	0,92	0,97	1,00	1,03	1,06	1,07	1,09	1,09	0,65
1,2	0,55	0,61	0,66	0,72	0,78	0,83	0,89	0,93	0,97	1,01	1,05	0,55
1,4	0,36	0,43	0,49	0,55	0,62	0,68	0,75	0,81	0,86	0,91	0,97	0,46
1,6	0,22	0,29	0,35	0,41	0,49	0,55	0,62	0,68	0,74	0,80	0,86	0,36
1,8	0,12	0,18	0,24	0,31	0,37	0,43	0,50	0,56	0,62	0,68	0,75	0,28
2,0	0,05	0,11	0,17	0,22	0,28	0,34	0,40	0,46	0,51	0,57	0,63	0,21
2,2	0,01	0,06	0,11	0,16	0,21	0,26	0,32	0,37	0,42	0,47	0,53	0,15
2,4	-0,01	0,03	0,07	0,11	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,37	0,43	0,10
2,6	-0,02	0,01	0,05	0,08	0,11	0,14	0,19	0,23	0,26	0,29	0,34	0,05
2,8	-0,02	0,00	0,03	0,05	0,09	0,11	0,14	0,17	0,19	0,22	0,26	0,02
3,0	-0,01	-0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,11	0,12	0,13	0,15	0,18	-0,01

Продолжение табл. 6.13

ξ	α											
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	∞
	При β=0,5											
	\bar{p}											
0,0	2,27	1,86	1,43	1,04	0,64	0,39	0,24	0,22	0,21	0,18	0,14	0,44
0,2	1,63	1,39	1,15	0,92	0,68	0,48	0,31	0,19	0,11	0,05	0,01	0,43
0,4	1,15	0,96	0,92	0,80	0,67	0,53	0,39	0,25	0,14	0,05	0,00	0,40
0,6	0,79	0,75	0,72	0,68	0,64	0,56	0,46	0,33	0,22	0,12	0,05	0,36
0,8	0,53	0,54	0,55	0,56	0,57	0,55	0,50	0,41	0,32	0,23	0,14	0,31
1,0	0,32	0,37	0,42	0,46	0,50	0,52	0,51	0,47	0,40	0,33	0,25	0,25
1,2	0,20	0,25	0,30	0,37	0,42	0,47	0,49	0,49	0,46	0,41	0,34	0,20
1,4	0,09	0,15	0,22	0,28	0,35	0,41	0,46	0,48	0,49	0,46	0,42	0,14
1,6	0,02	0,09	0,15	0,21	0,28	0,34	0,41	0,46	0,48	0,48	0,47	0,10
1,8	-0,02	0,04	0,09	0,15	0,22	0,28	0,35	0,41	0,46	0,48	0,49	0,07
2,0	-0,05	0,00	0,06	0,11	0,16	0,22	0,29	0,35	0,40	0,46	0,49	0,04
2,2	-0,07	-0,03	0,03	0,07	0,12	0,17	0,23	0,29	0,35	0,41	0,46	0,02
2,4	-0,08	-0,04	0,01	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,29	0,36	0,41	0,00
2,6	-0,08	-0,05	-0,01	0,02	0,06	0,10	0,14	0,19	0,25	0,30	0,35	0,00
2,8	-0,07	-0,05	-0,02	0,01	0,04	0,06	0,10	0,14	0,19	0,24	0,30	0,00
3,0	-0,07	-0,05	-0,02	0,01	0,02	0,05	0,07	0,11	0,15	0,19	0,24	-0,01
3,2	-0,07	-0,05	-0,03	-0,01	0,01	0,03	0,05	0,08	0,11	0,15	0,19	-0,01
3,4	-0,06	-0,04	-0,03	-0,01	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14	-0,01
3,6	-0,05	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	-0,01
3,8	-0,04	-0,03	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,01	0,03	0,04	0,06	0,08	-0,01
4,0	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	-0,01	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,00

Продолжение табл. 6.13

ξ	α											
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	∞
\bar{M}												
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,300
0,2	-0,159	0,034	0,026	0,020	0,013	0,009	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001	0,207
0,4	-0,253	-0,076	0,099	0,077	0,053	0,036	0,023	0,017	0,011	0,008	0,004	0,135
0,6	-0,300	-0,144	0,009	0,165	0,121	0,085	0,057	0,039	0,025	0,019	0,006	0,075
0,8	-0,316	-0,183	-0,052	0,081	0,217	0,156	0,108	0,074	0,048	0,027	0,012	0,033
1,0	-0,310	-0,199	-0,091	0,019	0,128	0,250	0,180	0,126	0,083	0,049	0,023	0,001
1,2	-0,291	-0,201	-0,113	-0,025	0,064	0,162	0,272	0,197	0,134	0,081	0,043	-0,020
1,4	-0,264	-0,192	-0,123	-0,053	0,106	0,183	0,287	0,287	0,204	0,078	0,078	-0,033
1,6	-0,232	-0,177	-0,124	-0,071	-0,013	0,042	0,113	0,197	0,299	0,204	0,129	-0,041
1,8	-0,200	-0,159	-0,119	-0,080	-0,041	0,005	0,058	0,124	0,201	0,293	0,198	-0,044
2,0	-0,169	-0,139	-0,111	-0,082	-0,055	-0,022	0,018	0,008	0,128	0,201	0,288	-0,045
2,2	-0,140	-0,120	-0,101	-0,081	-0,062	-0,039	-0,011	0,026	0,071	0,127	0,196	-0,044
2,4	-0,114	-0,101	-0,089	-0,077	-0,065	-0,050	-0,030	-0,006	0,028	0,070	0,126	-0,043
2,6	-0,091	-0,083	-0,077	-0,070	-0,064	-0,055	-0,043	-0,025	-0,003	0,028	0,067	-0,029
2,8	-0,070	-0,068	-0,066	-0,063	-0,061	-0,057	-0,051	-0,040	-0,024	-0,004	0,024	-0,017
3,0	-0,053	-0,054	-0,055	-0,055	-0,056	-0,056	-0,053	-0,047	-0,039	-0,025	-0,006	-0,012
3,2	-0,039	-0,042	-0,045	-0,048	-0,051	-0,053	-0,054	-0,051	-0,046	-0,039	-0,027	-0,009
3,4	-0,028	-0,032	-0,036	-0,041	-0,046	-0,048	-0,051	-0,051	-0,050	-0,046	-0,030	-0,009
3,6	-0,019	-0,024	-0,029	-0,034	-0,038	-0,043	-0,047	-0,049	-0,050	-0,046	-0,008	-0,008
3,8	-0,012	-0,017	0,022	-0,028	-0,033	-0,038	-0,042	-0,046	-0,049	-0,050	-0,049	-0,008
4,0	-0,007	-0,012	0,017	-0,022	-0,027	-0,032	-0,037	-0,041	-0,045	-0,048	-0,049	-0,008
\bar{Q}												
0,0	0*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,500
0,2	-0,614	0,323*	0,258	0,196	0,133	0,088	0,055	0,030	0,029	0,020	0,014	-0,411
0,4	-0,339	-0,436	0,464*	0,367	0,269	0,189	0,126	0,083	0,055	0,030	0,013	-0,329
0,6	-0,147	-0,258	-0,372	0,514*	0,400	0,299	0,211	0,142	0,088	0,047	0,047	-0,252
0,8	-0,017	-0,127	-0,245	-0,362	0,522*	0,410	0,307	0,218	0,142	0,082	0,086	-0,186
1,0	0,068	-0,040	-0,149	-0,260	-0,371	0,510*	0,408	0,305	0,214	0,137	0,070	-0,130
1,2	0,120	0,021	-0,075	-0,178	-0,278	-0,381	0,509*	0,401	0,302	0,211	0,134	-0,095
1,4	0,149	0,061	-0,026	-0,113	-0,202	-0,296	-0,396	0,499*	0,397	0,299	0,211	-0,050
1,6	0,160	0,084	0,010	-0,064	-0,140	-0,221	-0,310	-0,406	0,494*	0,395	0,300	-0,027
1,8	0,160	0,096	0,034	-0,028	-0,090	-0,159	-0,235	-0,320	-0,412	0,493*	0,397	-0,011
2,0	0,152	0,100	0,048	-0,001	-0,053	-0,108	-0,171	-0,213	-0,325	-0,413	0,495*	0,000
2,4	0,124	0,092	0,059	0,028	-0,004	-0,039	-0,080	-0,126	-0,182	-0,248	-0,322	0,009
2,6	0,109	0,083	0,060	0,035	0,001	-0,016	-0,017	-0,086	-0,130	-0,183	-0,244	0,010
2,8	0,092	0,074	0,050	0,038	0,021	-0,001	-0,023	-0,051	-0,087	-0,129	-0,178	0,009
3,0	0,077	0,064	0,052	0,039	0,027	0,012	-0,006	-0,128	-0,053	-0,086	-0,125	0,008
3,2	0,063	0,055	0,047	0,038	0,031	0,019	0,007	-0,009	-0,028	-0,052	-0,082	0,007
3,4	0,050	0,045	0,041	0,035	0,031	0,024	0,016	0,004	-0,009	-0,027	-0,049	0,095
3,6	0,040	0,037	0,035	0,032	0,030	0,026	0,021	0,014	0,004	-0,008	-0,025	0,004
3,8	0,031	0,030	0,029	0,029	0,028	0,027	0,025	0,021	0,014	0,005	-0,007	0,003
4,0	0,023	0,023	0,023	0,025	0,025	0,027	0,025	0,021	0,021	0,014	0,006	0,002
\bar{V}												
0,0	1,69	1,43	1,21	1,01	0,82	0,66	0,52	0,40	0,31	0,24	0,20	0,60
0,2	1,43	1,25	1,08	0,94	0,78	0,66	0,54	0,44	0,36	0,29	0,24	0,59
0,4	1,21	1,08	0,97	0,87	0,76	0,66	0,56	0,48	0,40	0,34	0,28	0,56
0,6	1,01	0,94	0,87	0,80	0,73	0,66	0,59	0,51	0,45	0,39	0,32	0,52
0,8	0,82	0,78	0,76	0,72	0,71	0,66	0,61	0,54	0,50	0,44	0,39	0,47
1,0	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,65	0,62	0,57	0,54	0,49	0,44	0,43
1,2	0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,62	0,62	0,60	0,57	0,53	0,48	0,38
1,4	0,40	0,44	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,60	0,59	0,56	0,53	0,33
1,6	0,31	0,36	0,40	0,45	0,50	0,54	0,57	0,59	0,60	0,59	0,57	0,28
1,8	0,24	0,29	0,34	0,39	0,44	0,49	0,53	0,56	0,59	0,61	0,60	0,24
2,0	0,20	0,24	0,28	0,32	0,39	0,44	0,48	0,53	0,57	0,60	0,61	0,20
2,2	0,16	0,19	0,24	0,29	0,34	0,39	0,43	0,48	0,52	0,57	0,60	0,16
2,4	0,13	0,15	0,20	0,24	0,29	0,34	0,39	0,43	0,48	0,52	0,57	0,12
2,6	0,10	0,13	0,16	0,21	0,25	0,30	0,34	0,39	0,44	0,48	0,53	0,09
3,0	0,07	0,09	0,12	0,15	0,19	0,23	0,26	0,30	0,34	0,38	0,43	0,03
3,2	0,06	0,08	0,10	0,13	0,16	0,20	0,23	0,27	0,30	0,35	0,39	0,00
3,4	0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,20	0,23	0,27	0,31	0,35	-0,03
3,6	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15	0,18	0,20	0,23	0,27	0,30	-0,05
3,8	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,20	0,23	0,27	-0,07
4,0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,23	-0,09

и правый вблизи правого. При этом при нагрузке вблизи правого конца табличные значения \bar{Q} меняют знак. Остальные правила расчета те же, что и при расчете в условиях плоской задачи.

Замена реальных конечных данных балок бесконечными и полубесконечными приводит к тому, что на концах балки моменты оказываются не равными нулю. Для исправления этой погрешности в эпюре вблизи лево-

го конца к полученным значениям ординат эпюры моментов добавляется поправка, определяемая одной из следующих формул:

при $0,01 \leq \beta < 0,15$ и $\xi_l \leq 1,2$

$$\Delta_l = -M_{\Sigma l}(1 - 0,8\xi_l);$$

при $0,15 \leq \beta < 0,5$ и $\xi_l \leq 1,6$

$$\Delta_l = -M_{\Sigma l}(1 - 0,6\xi_l);$$

при $\beta > 0,5$ и $\xi_l \leq 2\Delta_l = -M_{\Sigma l}(1 - 0,5\xi_l)$,

где $M_{\Sigma l}$ — значение суммарного момента у левого конца (при $\xi=0$).

Таким же образом исправляется эпюра вблизи правого конца.

В книге [1] даны таблицы для расчета круглых плит различной жесткости и радиуса. Там же помещены расчетные графики для квадратных и прямоугольных жестких плит как при реактивных давлениях упругого полупространства, так и при равномерных реактивных давлениях.

При расчете гибких прямоугольных плит не рекомендуется заменять плиты системой взаимно перекрывающихся продольных и поперечных балок, поскольку такой расчет нельзя считать статически правильным даже приближенно.

В настоящее время ввиду возрастания нагрузок и необходимости использования слабых, неоднородных и закарстованных грунтовых оснований особенно большое значение приобрел расчет сплошных плит большой протяженности под ряды колонн, стены и т. п. Эти плиты применяются как фундаменты различного типа каркасных зданий, силосных башен и т. д. Для расчета плит большой протяженности при сосредоточенных или распределенных по малым площадкам нагрузках, приложенных как вдали от края, так и вблизи него, служат таблицы, помещенные в книге [1], которые дают возможность устанавливать изгибающие моменты, и поперечные силы в двух направлениях, а также реактивные давления и осадки (прогибы) в любой точке плиты.

Однако при большом числе колонн, наличии стен и диафрагм жесткости, а также при непрямоугольной форме фундамента применять эти таблицы довольно трудно и значения получаются недостаточно точные. Ныне имеется большое число программ для ЭВМ, значительно облегчающих расчет [1, 7]. Часть этих программ учитывает кроме упомянутых факторов также и неоднородность податливо-

сти грунта в плане, жесткость верхнего строения, и снижение деформативности грунта с глубиной и т. д.

Неоднородность податливости в плане приближенно учитывается методом коэффициента жесткости [3], который представляет собой модификацию метода коэффициента постели при изменяющемся значении этого коэффициента в плане. Существуют способы так устанавливать закон изменения этого коэффициента в плане, чтобы он приближенно отображал и распределительную способность грунта.

Учет жесткости верхнего строения осуществляется переходом от реального комплекса «верхнее строение — фундаментная плита — грунтовое основание» к стержневой системе, где каждая из составных частей комплекса заменяется стержневой подсистемой. В частности, работа грунтового основания имитируется работой набора вертикальных сжимаемых стержней, причем при расчете по методу коэффициента жесткости сжимаемость различных стержней, как правило, различна. Для расчета стержневых систем имеются программы ЭВМ. Учет совместной работы указанного комплекса весьма важен. Обычный способ распределения нагрузок по колоннам по схеме, согласно которой нагрузка на данную колонну равна сумме нагрузок, приложенных к половинам примыкающих к колонне ригелей, приводит к значительному преувеличению изгибающих моментов. Фундаментные плиты, как правило, стремятся изогнуться выпуклостью вниз. Жесткость же верхнего строения препятствует этому путем перераспределения нагрузок, приходящихся на отдельные колонны (увеличиваются нагрузки на крайние колонны, уменьшаются на средние). Положительные моменты, изгибающие плиту выпуклостью вниз, значительно снижаются.

Более быстрое, чем в теории, уменьшение деформируемости основания с глубиной учитывается в некоторых программах возрастающим с глубиной модулем деформации или в большинстве программ использованием схемы сжимаемого слоя.

Так как расчет по схеме сжимаемого слоя более сложен, чем по схеме однородного полупространства, расчет можно проводить по последней схеме, взяв в качестве расчетного модуля деформации E_0 такое его повышенное значение, при котором осадки плиты на однородном основании в среднем равнялись бы осадке плиты на сжимаемом слое при действительном модуле деформации, установленном обычным штамповым испытанием. Соответствующий способ определения E_0 дан в работе

[1]. По существу, этот повышенный модуль есть не что иное, как модуль, установленный не по осадке опытного штампа обычных размеров, а по ожидаемой осадке здания, как если бы вся фундаментная плита была опытным штампом.

Разумеется, в случае, когда верхний сжимаемый слой подстилается реальным несжима-

емым грунтом (скалой), в расчет вводится действительная толщина этого слоя без перехода к однородному основанию.

При значительных нагрузках на полосы, балки, плиты приобретает значение учет возникающих пластических деформаций в грунте и в железобетоне [1].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И. Расчет конструкций на упругом основании. Изд. 3-е — М.: Стройиздат, 1984. — 680 с.
2. Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Винклера. Изд. 2-е — М.: Госстройиздат, 1962. — 239 с.
3. Клепиков С. И. Расчет конструкций на упругом основании. — Киев: Будівельник, 1967. — 184 с.
4. Крашенинникова Г. В. Расчет балок на упругом основании конечной глубины. — М. — Л.: Энергия, 1964. — 100 с.
5. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат, 1977. — 328 с.
6. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1978. — 375 с.
7. Руководство по проектированию плитных фундаментов. — М.: Стройиздат, 1984. — 262 с.
8. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1978. — 109 с.
9. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП II-21-75. — М.: Стройиздат, 1976.
10. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений, СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.

Глава 7. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДПОРНЫХ СТЕН

7.1. ТИПЫ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Подпорные стены по конструктивному решению подразделяются на массивные и тонкостенные. Устойчивость массивных подпорных стен на сдвиг и опрокидывание обеспечивается их собственным весом. Устойчивость тонкостенных подпорных стен обеспечивается собственным весом стены и грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу, либо защемлением стен в основание (гибкие подпорные стены и шпунтовые ограждения).

Формы поперечных сечений массивных

стен представлены на рис. 7.1, тонкостенные подпорные стены углового профиля — на рис. 7.2 и 7.3.

Массивные и тонкостенные стены можно устраивать с наклонной подошвой или с дополнительной анкерной плитой (рис. 7.4). Гибкие подпорные стены и шпунтовые ограждения можно выполнять из деревянного, железобетонного и металлического шпунта специального профиля. При небольшой высоте используются консольные стены; высокие стены заанкеривают, устанавливая анкеры в несколько рядов (рис. 7.5).

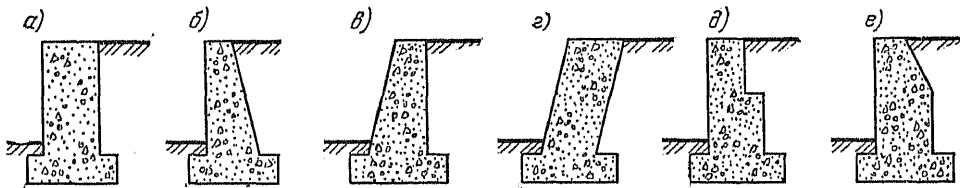


Рис. 7.1. Массивные подпорные стены

a — с двумя вертикальными гранями; *б* — с вертикальной лицевой и наклонной тыльной гранью; *в* — с наклонной лицевой и вертикальной тыльной гранью; *г* — с двумя наклонными в сторону засыпки гранями; *д* — со ступенчатой тыльной гранью; *е* — с ломаной тыльной гранью

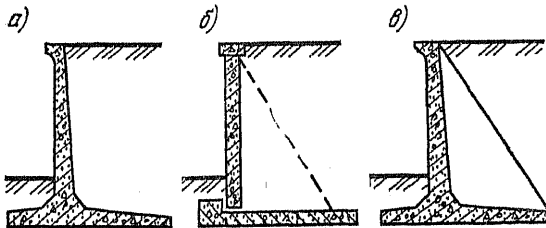


Рис. 7.2. Тонкостенные подпорные стены углового типа

a — консольные; *б* — с анкерными тягами; *в* — контрфорсные

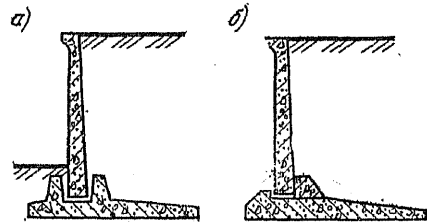


Рис. 7.3. Сопряжение лицевых и фундаментных плит *a* — с помощью щелевого паза; *б* — с помощью петлевого стыка

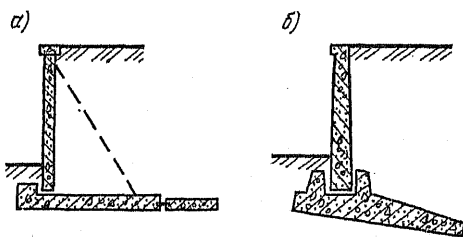


Рис. 7.4. Сборные подпорные стены

a — с анкерной плитой; *б* — с наклонной подошвой 10*

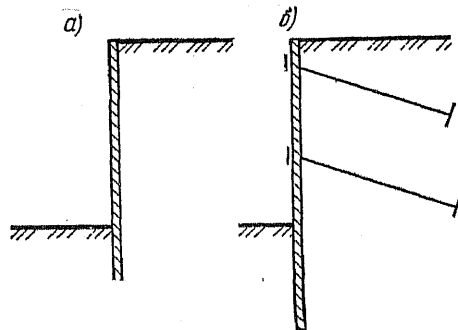


Рис. 7.5. Схемы гибких подпорных стен

a — консольная; *б* — с анкерами

7.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АКТИВНОГО И ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА СТЕНЫ

7.2.1. Общие положения

Давление грунта на стены зависит от их конструктивных особенностей (наклона и жесткости стены, наличия разгружающих элементов и т. д.), от свойств грунта, взаимодействующего со стеной, от величины и направления перемещений, поворота и прогиба стены [2].

Активное давление грунта σ_a реализуется при смещении стены от грунта и соответствует минимальному значению давления. Пассивное давление грунта σ_p реализуется при смещении стены на грунт и соответствует максимальному значению давления. При отсутствии перемещений стены реализуется давление покоя σ_0 . Изменение давления грунта в зависимости от перемещения стены u представлено на рис. 7.6.

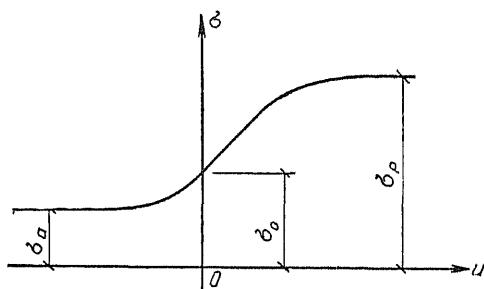


Рис. 7.6. Изменение давления грунта на подпорную стенку в зависимости от ее перемещения

7.2.2. Характеристики грунта, используемые при определении давления грунта

На стенки действует боковое давление грунта нарушенного сложения. Характеристики этого грунта выражаются через соответствующие характеристики грунта ненарушенного сложения следующими соотношениями [3]:

$$\begin{aligned} \gamma'_I &= 0,95\gamma_I; & \varphi'_I &= 0,9\varphi_I; \\ c'_I &= 0,5c_I \text{ (но не более 7 кПа);} \\ \gamma'_{II} &= 0,95\gamma_{II}; & \varphi'_{II} &= 0,9\varphi_{II}; \\ c'_{II} &= 0,5c_{II} \text{ (но не более 10 кПа),} \end{aligned}$$

где $\gamma_I, \varphi_I, c_I, \gamma_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$ — соответственно удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление грунтов ненарушенного сложения для расчетов по первой и второй группам предельных состояний, определяемые в соответствии со СНиП 2.02.01-83.

7.2.3. Активное давление грунта

А. НЕСВЯЗНЫЙ ГРУНТ

В случае свободной от нагрузки наклонной поверхности засыпки и наклонной тыловой грани стены горизонтальная σ_{ah} и вертикальная σ_{av} составляющие активного давления грунта на глубине z (рис. 7.7) определяются по формулам [3, 4]:

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a; \quad (7.1)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (7.2)$$

где γ — расчетное значение удельного веса грунта; α — угол наклона тыловой грани стены к вертикали, принимаемый со знаком плюс при отклонении от вертикали в сторону стены; δ — угол трения грунта на контакте со стенкой, принимаемый для стен с повышенной шероховатостью равным φ , для мелкозернистых водонасыщенных песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок равным 0, в остальных случаях равным $0,5\varphi$ (здесь φ — расчетное значение угла внутреннего трения грунта); λ_a — коэффициент активного давления грунта:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \rho)}} \right)} \right]^2; \quad (7.3)$$

здесь ρ — угол наклона поверхности грунта к горизонту, принимаемый со знаком плюс при отклонении этой поверхности от горизонтали вверх: $|\rho| \leq \varphi$.

В частном случае для гладкой вертикальной тыловой грани и горизонтальной поверхности грунта коэффициент активного давления вычисляется по формуле

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.4)$$

Равнодействующие горизонтального E_{ah} и вертикального E_{av} давлений грунта для стен высотой H определяются как площади соответствующих треугольных эпюр давлений (рис. 7.7) по формулам:

$$E_{ah} = \sigma_{ah} H/2; \quad (7.5)$$

$$E_{av} = \sigma_{av} H/2. \quad (7.6)$$

В. СВЯЗНЫЙ ГРУНТ

Горизонтальная σ'_{ah} и вертикальная σ'_{av} составляющие активного давления связного грунта на глубине z (см. рис. 7.7) определяются по формулам:

$$\sigma'_{ah} = \sigma_{ah} - \sigma_{ch}; \quad (7.7)$$

$$\sigma'_{av} = \sigma'_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (7.8)$$

где σ_{ch} — давление связности:

$$\sigma_{ch} = cK, \quad (7.9)$$

здесь c — удельное сцепление грунта;

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \alpha \cos \delta} - \lambda_a \frac{\cos \alpha \cos \rho}{\cos(\alpha - \rho)} \right]. \quad (7.10)$$

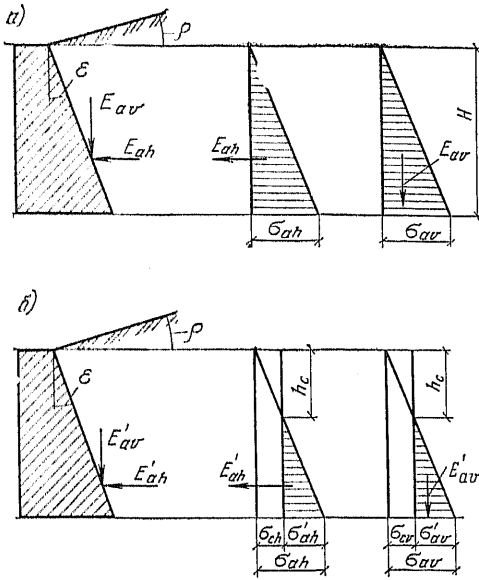


Рис. 7.7. К определению активного давления грунта на стену
а — несвязного; б — связного

Если значение K , вычисленное по формуле (7.10), меньше нуля, в расчетах принимается $K=0$.

В частном случае при горизонтальной поверхности засыпки ($\rho=0$) и вертикальной задней грани ($\alpha=0$) (или расчетной плоскости) горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине z определяется по формуле

$$\sigma'_{ah} = \gamma z \lambda_a + c (\lambda_a - 1) / \text{tg } \varphi.$$

Равнодействующая горизонтального E'_{ah} и вертикального E'_{av} давлений грунта для стен высотой H (см. рис. 7.7) определяется по формулам:

$$E'_{ah} = \sigma'_{ah} (H - h_c) / 2; \quad (7.11)$$

$$E'_{av} = \sigma'_{av} (H - h_c) / 2, \quad (7.12)$$

где

$$h_c = \frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} H. \quad (7.13)$$

В. ДАВЛЕНИЕ НА СТЕНЫ ОТ НАГРУЗКИ НА ПОВЕРХНОСТИ ЗАСЫПКИ

Сплошная равномерно распределенная нагрузка q (рис. 7.8, а). Горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие активного давления грунта от этой нагрузки на глубине z для связных и несвязных грунтов определяются по формулам:

$$\sigma_{qh} = q \lambda_a; \quad (7.14)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \text{tg} (\alpha + \delta). \quad (7.15)$$

Сплошная (на всей призме обрушения) равномерно распределенная нагрузка q , примененная на расстоянии a от стены (рис. 7.8, б). Горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие активного давления грунта от этой нагрузки определяются при $z \geq a / (\text{tg} \alpha + \text{tg} \theta)$ по формулам (7.14) и (7.15), а при $0 \leq z \leq a / (\text{tg} \alpha + \text{tg} \theta)$ (где $\theta = 45^\circ - \varphi / 2$) $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

Полосовая (ширина полосы b) нагрузка q , примененная в пределах призмы обрушения на расстоянии a от стены (рис. 7.8, в). Горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие активного давления грунта от этой нагрузки определяются при $a / (\text{tg} \alpha + \text{tg} \theta) \leq z \leq (a + b) / (\text{tg} \alpha + \text{tg} \theta)$ по формулам (7.14) и (7.15), а при $0 \leq z \leq a / (\text{tg} \alpha + \text{tg} \theta)$ и $z > (a + b) / (\text{tg} \alpha + \text{tg} \theta)$ $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

При расчете подпорных стен давления от нагрузок на поверхности засыпки, вычисленные по формулам (7.14) и (7.15), добавляются к давлениям от грунта, вычисленным по формулам (7.1), (7.2) и (7.7), (7.8).

Г. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА УГОЛКОВЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

Для уголковых подпорных стен активное давление грунта на условную поверхность определяется по двум возможным вариантам: для длинной опорной плиты в предположении образования симметричной призмы обрушения (рис. 7.9, а, условная поверхность ab);

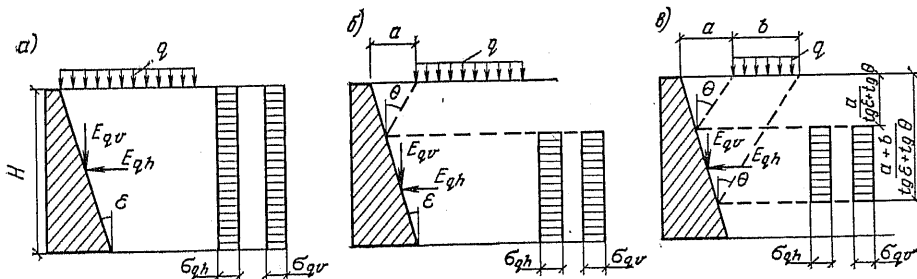


Рис. 7.8. К определению давления грунта от нагрузки на поверхности засыпки

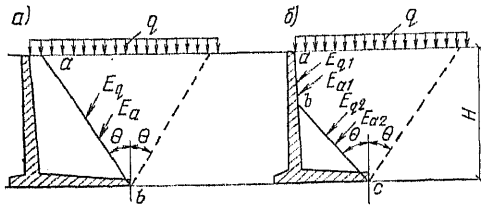


Рис. 7.9. К определению активного давления грунта на угловые подпорные стены
 а — при симметричной призме обрушения; б — при несимметричной призме обрушения

для короткой опорной плиты — несимметричной призмы обрушения (рис. 7.9, б, условная поверхность *abc*).

В обоих случаях вес грунта, заключенного между условной поверхностью и тыловой поверхностью стены, добавляется к весу стены в расчетах на устойчивость, которые выполняются так же, как и для массивных стен: $\alpha = \theta = 45^\circ - \varphi/2$; $\delta = \varphi$.

7.2.4. Пассивное давление грунта

При горизонтальной поверхности грунта и равномерно распределенной нагрузке на поверхности горизонтальная σ_{ph} и вертикальная σ_{pv} составляющие пассивного давления на глубине *z* от поверхности определяются по формулам:

$$\sigma_{ph} = (q + \gamma z) \lambda_{ph} + \frac{c}{\text{tg } \varphi} \left[\lambda_{ph} - \frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \alpha \cos \delta} \right]; \quad (7.16)$$

$$\sigma_{pv} = \sigma_{ph} \text{tg}(\alpha + \delta), \quad (7.17)$$

где *q* — нагрузка, равномерно распределенная на поверхности; λ_{ph} — коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления, определяемый при горизонтальной поверхности грунта по формуле

$$\lambda_{ph} = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\alpha + \delta) \cos \alpha}} \right)} \right]^2. \quad (7.18)$$

В частном случае при $\alpha = \delta = 0$

$$\lambda_{ph} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (7.19)$$

7.3. РАСЧЕТ МАССИВНЫХ И УГОЛКОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

7.3.1. Общие положения

Подпорные стены рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе выполняются расчеты на устойчивость стены против сдвига, на устойчивость основания (несущая способность), на прочность

скального основания, на прочность элементов конструкций и узлов соединения, по второй группе выполняются расчеты оснований по деформациям и по трещиностойкости элементов конструкций.

Расчет подпорных стен по обеим группам предельных состояний производится на расчетные нагрузки, определяемые как произведение нормативных нагрузок и коэффициентов надежности по нагрузке. Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f при расчетах по первой группе предельных состояний принимаются по табл. 7.1, а при расчетах по второй группе $\gamma_f = 1$.

ТАБЛИЦА 7.1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ НАДЕЖНОСТИ ПО НАГРУЗКЕ γ_f

Нагрузка	γ_f
Постоянная:	
собственный вес конструкции	1,1 (0,9)
вес грунта в природном залегании	1,1 (0,9)
» уплотненного грунта засыпки	1,1 (0,9)
» дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5 (0,9)
вес полотна железнодорожных путей на балласте	1,3 (0,9)
Временная:	
от подвижного состава железных дорог	1,3
от колесной нагрузки НК-80	1,1
от оборудования, складываемого материала, внутрицехового транспорта и равномерно распределенная нагрузка на территории	1,2

Примечание. Значения коэффициентов, указанные в скобках, принимаются при расчете стен по первой группе предельных состояний, когда уменьшение посточной нагрузки может ухудшить условия устойчивости.

7.3.2. Расчет устойчивости оснований, стен против сдвига по подошве и глубокого сдвига по ломаным поверхностям скольжения

Устойчивость отдельно стоящих стен против сдвига по подошве и по ломаным поверхностям скольжения рассчитывается во всех случаях независимо от соотношения вертикальных и горизонтальных нагрузок. Для стен, воспринимающих нагрузку от верхнего строения (в частности для стен подвалов), расчет устойчивости против сдвига производится только при невыполнении условия (5.83).

Расчет устойчивости стены против сдвига выполняется по формуле (5.92). При этом стены с горизонтальной подошвой рассчитываются по трем возможным вариантам сдвига: $\beta = 0$; $\beta = \varphi_1/2$ и $\beta = \varphi_1$ (рис. 7.10, а).

Стены с наклонной подошвой рассчитываются по четырем возможным вариантам сдвига: $\beta = -\alpha$; $\beta = 0$; $\beta = \varphi_1/2$ и $\beta = \varphi_1$ (рис. 7.10, б). При расчете на сдвиг по подошве используются прочностные характеристики грун-

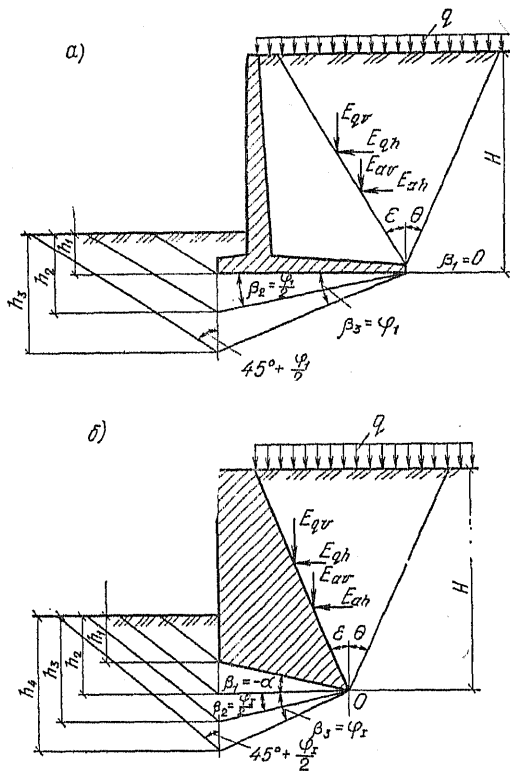


Рис. 7.10. К расчету устойчивости подпорной стены а — с горизонтальной подошвой; б — с наклонной подошвой

та ненарушенного сложения φ_1 и σ_1 , но значения φ_1 принимаются не более 30° , а значения σ_1 — не более 5 кПа.

Суммы сдвигающих и удерживающих сил в формуле (5.92) определяются для отдельно стоящих стен по формулам:

$$\Sigma F_{sa} = E_{ah} + E_{qh}; \quad (7.20)$$

$$\Sigma F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \psi) + bc_1 + E_p, \quad (7.21)$$

где b — ширина подошвы стены; E_p — равнодействующая пассивного давления грунта; ψ — угол наклона подошвы стены к горизонту; F_v — сумма проекций всех сил на вертикаль:

$$F_v = G_w + \Sigma G_g + E_{av} + E_{qv}; \quad (7.22)$$

здесь G_w — собственный вес стены; ΣG_g — собственный вес грунта над передней и задней консолью в угловых стенах.

Если подпорные стены входят в конструкцию здания или сооружения (например, стена подвала), в сумму сдвигающих сил включаются также нагрузки от верхнего строения.

Равнодействующая пассивного давления E_p вычисляется для слоя грунта h_i , соответствующего значению угла β_i (см. рис. 7.10).

Расчет устойчивости оснований стен производится по формулам (5.78), (5.79) (когда допустимо использование этой формулы) и (5.92); в остальных случаях расчет на глубокий сдвиг должен производиться методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения по методике, изложенной в гл. 6.

7.3.3. Расчет оснований подпорных стен по деформациям

Такой расчет производится только для нескальных грунтов по указаниям СНиП 2.02.01-83. Предельные деформации s_u принимают по технологическим требованиям, но не более величин, указанных в гл. 5.

При отсутствии специальных технологических условий требования по деформациям считаются удовлетворенными, если среднее давление на грунт под подошвой стены p не превышает расчетного сопротивления основания R , а краевое давление p_{\max} не превышает $1,2R$.

Пример 7.1. Требуется проверить правильность принятых размеров угловой подпорной стены из расчета по первой и второй группе предельных состояний основания. Схема стены с основными размерами представлена на рис. 7.11. На поверхности призмы обрушения действует равномерно распределенная нагрузка $q=30$ кПа.

Грунт основания — песок пылеватый. Расчетные

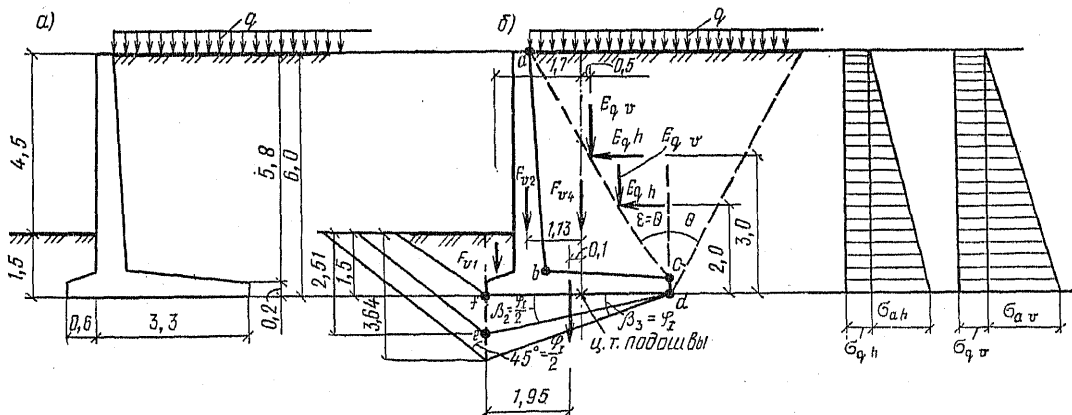


Рис. 7.11. К примеру 7.1 а — габаритная схема; б — расчетная схема

значения характеристик песка: $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_{II} = -30^\circ$; $c_{II} = 0$; $\gamma_I = 18 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_I = -29^\circ$; $c_I = 0$.

Засыпка выполняется из того же песка. Расчетные значения характеристик засыпки: $\gamma'_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$; $\varphi'_{II} = -27^\circ$; $c'_{II} = 0$; $\gamma'_I = 17 \text{ кН/м}^3$; $\varphi'_I = -26^\circ$; $c'_I = 0$.

Решение. Сначала определяем давление на стену от грунта и от нагрузки на поверхности (рис. 7.11,а). Угол наклона плоскости обрушения к горизонту

$$\theta = 45^\circ - \varphi'_I/2 = 45^\circ - 26^\circ/2 = 32^\circ.$$

Вес грунта над передней консолью с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ и $\gamma_I = 17 \text{ кН/м}^3$:

$$F_{v1} \cdot 0,9 = 11,6 \cdot 0,9 = 10,8 \text{ кН.}$$

Вес грунта в объеме призмы abc с коэффициентом надежности $\gamma_f = 0,9$ и $\gamma_I = 17 \text{ кН/м}^3$.

$$F_{v4} \cdot 0,9 = 138 \cdot 0,9 = 124 \text{ кН.}$$

Общий вес грунта $G_g = 10,8 + 124 = 134,8 \text{ кН}$.

Собственный вес стены с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ и $\gamma_w = 25 \text{ кН/м}^3$

$$G_w = (F_{v2} + F_{v3}) \cdot 0,9 = (54 + 42) \cdot 0,9 = 86,4 \text{ кН.}$$

Определяем коэффициент активного давления грунта λ_a по формуле (7.3) при $\delta = \varphi'_I = 26^\circ$, $\alpha = \theta = -32^\circ$, $\rho = 0$:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(26^\circ - 32^\circ)}{\cos 32^\circ \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(26^\circ + 26^\circ) \sin 26^\circ}{\cos(32^\circ + 26^\circ) \cos 26^\circ}} \right)} \right]^2 = 0,39.$$

По формулам (7.1) и (7.2) находим горизонтальную σ_{ah} и вертикальную σ_{av} составляющие активного давления грунта на глубине $z = H = 6 \text{ м}$ с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$:

$$\sigma_{ah} = 17 \cdot 1,1 \cdot 6 \cdot 0,39 = 43,8 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{av} = 43,8 \text{ tg}(32^\circ + 26^\circ) = 70,1 \text{ кПа.}$$

Определяем равнодействующие горизонтального и вертикального давления грунта по формулам (7.5) и (7.6):

$$E_{ah} = 43,8 \cdot 6/2 = 131,4 \text{ кН;}$$

$$E_{av} = 70,1 \cdot 6/2 = 210,3 \text{ кН.}$$

Горизонтальную σ_{qh} и вертикальную σ_{qv} составляющие активного давления грунта от равномерно распределенной нагрузки на поверхности определяем по формулам (7.14) и (7.15) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$:

$$\sigma_{qh} = 30 \cdot 1,2 \cdot 0,39 = 14 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_{qv} = 14 \text{ tg}(32^\circ + 26^\circ) = 22,4 \text{ кПа.}$$

Вычисляем равнодействующие горизонтального E_{qh} и вертикального E_{qv} давлений грунта от нагрузки q на поверхности:

$$E_{qh} = \sigma_{qh} H = 14 \cdot 6 = 84 \text{ кН;}$$

$$E_{qv} = \sigma_{qv} H = 22,4 \cdot 6 = 134,4 \text{ кН.}$$

Расчет устойчивости стены против сдвига производим для трех значений угла β ($\beta_1 = 0$; $\beta_2 = \varphi_I/2$; $\beta_3 = \varphi_I$).

1. Для $\beta_1 = 0$.

Сумма сдвигающих сил по формуле (7.20)

$$\Sigma F_{sa} = 131,4 + 84 = 215,4 \text{ кН.}$$

Горизонтальную составляющую пассивного давления грунта на глубине $z = 1,5 \text{ м}$ определяем по формуле (7.16) с учетом выражения (7.19) при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$:

$$\sigma_{ph} = 17 \cdot 0,9 \cdot 1,5 \text{ tg}^2(45^\circ + 26^\circ/2) = 58,5 \text{ кПа.}$$

Равнодействующая пассивного давления

$$E_{ph} = 1,5 \cdot 58,5/2 = 44 \text{ кН.}$$

Сумму проекций всех сил на вертикаль находим по формуле (7.22):

$$F_v = 86,4 + 10,8 + 124 + 210,3 + 134,4 = 565,9 \text{ кН.}$$

Определяем сумму удерживающих сил по формуле (7.21):

$$\Sigma F_{sr} = 565,9 \text{ tg}(29^\circ - 0) + 44 = 356 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.92) при $\gamma_c = 0,9$ и $\gamma_n = 1,1$ (сооружение III класса):

$$\Sigma F_{sa} \leq \gamma_c \Sigma F_{sr} / \gamma_n; \quad 215,4 < 0,9 \cdot 356 / 1,1 = 290,$$

т. е. условие (5.92) выполняется.

2. Для $\beta_2 = \varphi_I/2 = 14^\circ 30'$; $\Sigma F_{sa} = 215,4 \text{ кН}$.

Определяем пассивное давление на глубине $z = 2,51 \text{ м}$ при $\gamma_f = 0,9$:

$$\sigma_{ph} = 18 \cdot 0,9 \cdot 2,51 \text{ tg}^2(45^\circ + 29^\circ/2) = 117 \text{ кПа.}$$

Равнодействующая пассивного давления

$$F_{ph} = 2,51 \cdot 117/2 = 147 \text{ кН.}$$

Сумму проекций всех расчетных сил на вертикаль находим с учетом веса грунта в объеме призмы def при $\gamma_f = 0,9$:

$$\Sigma F_{sr} = 597,1 \text{ tg}(29^\circ - 14^\circ 30') + 147 = 301 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (5.92):

$$215,4 < 0,9 \cdot 301 / 1,1 = 246,$$

т. е. условие (5.92) выполняется.

3. Для $\beta_3 = \varphi_I$; $\Sigma F_{sa} = 215,4 \text{ кН}$.

Пассивное давление на глубине $z = 3,64 \text{ м}$

$$\sigma_{ph} = 18 \cdot 0,9 \cdot 3,64 \text{ tg}^2(45^\circ + 29^\circ/2) = 170 \text{ кПа.}$$

Равнодействующая пассивного давления

$$E_{ph} = 170 \cdot 3,64/2 = 310 \text{ кН; } \Sigma F_{sr} = E_{ph}$$

Проверяем выполнение условия (5.92):

$$215,4 < 0,9 \cdot 310 / 1,1 = 254,$$

т. е. условие (5.92) выполняется.

Расчет основания с использованием формулы (5.79). Сумма проекций всех расчетных сил на вертикаль $F_v = 565,9 \text{ кН}$. Сумма проекций всех расчетных сил на горизонталь (без учета пассивного давления грунта на лицевую грань) $F_h = \Sigma F_{sa} = 215,4 \text{ кН}$.

Вычисляем сумму моментов всех расчетных вертикальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы:

$$\begin{aligned} \Sigma F_{vi} l_i &= F_{v1} \cdot 1,7 + F_{v2} \cdot 1,13 + F_{v3} \cdot 0,1 + F_{v4} \cdot 0 - \\ &- E_{av} \cdot 0,98 - E_{qv} \cdot 0,5 = 10,8 \cdot 1,7 + 48,6 \cdot 1,13 + \\ &+ 37,8 \cdot 0,1 + 12,4 \cdot 0 - 210,3 \cdot 0,98 - 134,4 \cdot 0,5 = \\ &= -196,1 \text{ кН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

Вычисляем сумму моментов всех расчетных горизонтальных сил относительно той же оси:

$$\Sigma F_{hi} z_i = E_{ah} \cdot 2 + E_{qh} \cdot 3 = 131,4 \cdot 2 + 84,3 = 514,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Величина эксцентриситета приложения равнодействующей всех сил относительно центра тяжести подошвы будет:

$$\begin{aligned} e_b &= (\Sigma F_{vi} l_i + \Sigma F_{hi} z_i) / F_v = \\ &= (-196,1 + 514,8) / 565,9 = 0,56 \text{ м.} \end{aligned}$$

Приведенная ширина подошвы по формуле (5.80)

$$b' = b - 2e_b = 3,9 - 2 \cdot 0,56 = 2,78 \text{ м.}$$

Вычисляем угол δ наклона равнодействующей по формуле (5.82):

$$\text{tg } \delta = F_h / F_v = 215,4 / 565,9 = 0,38; \quad \delta = 21^\circ,$$

т. е. условие (5.83) выполняется и формула (5.79) может быть использована для вычисления нормальной составляющей предельной нагрузки на основание стены.

По табл. 5.28 находим значения коэффициентов N_γ и N_q (при $\varphi_I=29^\circ$ и $\delta=21^\circ$); $N_\gamma=2,08$; $N_q=6,88$. Коэффициенты формы $\xi_\gamma = \xi_q = 1$ (для ленты). Вычисляем:

$$N_u = b' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1) = 2,78 (2,08 \cdot 1 \cdot 2,78 \cdot 18 + 6,88 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 1,5) = 780 \text{ кН/м.}$$

Проверяем условие (5.78): $F_v = 565,9 < 0,9 \cdot 780 / 1,1 = 640$ кН — условие удовлетворяется, т. е. устойчивость основания обеспечена.

Расчет основания по второй группе предельных состояний. Для определения расчетного сопротивления основания предварительно находим коэффициенты: $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,0$.

При $\varphi_{II} = 30^\circ$ $M_\gamma = 1,15$, $M_q = 5,59$, $M_c = 7,95$. Тогда

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (1,15 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 18 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 17) = 270 \text{ кПа.}$$

При вычислении R за величину d_1 принято заглубление подошвы стенки со стороны лицевой грани; величина d_b принимается равной нулю.

Вычисляем напряжения под подошвой стены, для чего предварительно определяем составляющие давления грунта на стену при характеристиках грунта для расчета по второй группе предельных состояний:

$$\delta = \varphi'_{II} = 27^\circ; \alpha = \theta = 45^\circ - \varphi'_{II}/2 = 45^\circ - 27/2 = 31^\circ 30'.$$

Коэффициент активного давления грунта, вычисленный по формуле (7.4), $\lambda_a = 0,38$.

Горизонтальные и вертикальные составляющие активного давления от веса грунта и от распределенной нагрузки на поверхности определяем аналогично предыдущему:

$$\begin{aligned} \sigma_{ah} &= \gamma'_{II} H \lambda_a = 17 \cdot 6 \cdot 0,38 = 38,8 \text{ кПа;} \\ \sigma_{av} &= \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta) = 38,8 \operatorname{tg}(31^\circ 30' + 27^\circ) = 64 \text{ кПа;} \\ \sigma_{qh} &= q \lambda_a = 30 \cdot 0,38 = 11,4 \text{ кПа;} \\ \sigma_{qv} &= \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\alpha + \delta) = 11,4 \operatorname{tg}(31^\circ 30' + 27^\circ) = 18,8 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

Равнодействующие горизонтального и вертикального давления грунта составят:

$$\begin{aligned} E_{ah} &= \sigma_{ah} H/2 = 38,8 \cdot 6/2 = 116,2 \text{ кН;} \\ E_{av} &= \sigma_{av} H/2 = 64 \cdot 6/2 = 192 \text{ кН;} \\ E_{qh} &= \sigma_{qh} H = 11,4 \cdot 6 = 68,4 \text{ кН;} \\ E_{qv} &= \sigma_{qv} H = 18,8 \cdot 6 = 112,8 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Сумма проекций всех сил на вертикаль

$$F_v = \Sigma F_{vi} = G_w + G_g + E_{av} + E_{qv} = 96 + 149,6 + 192 + 112,8 = 550,4 \text{ кН.}$$

Сумма моментов всех вертикальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы,

$$\begin{aligned} \Sigma F_{vi} l_i &= F_{v1} \cdot 1,7 + F_{v2} \cdot 1,13 + F_{v3} \cdot 0,1 - F_{v4} \cdot 0 - \\ &- E_{av} \cdot 0,98 - E_{qv} \cdot 0,5 = 11,6 \cdot 1,7 + 54 \cdot 1,13 + \\ &+ 42 \cdot 0,1 - 192 \cdot 0,98 - 112,8 \cdot 0,5 = -159,9 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Сумма моментов всех горизонтальных сил относительно той же оси

$$\Sigma F_{hi} z_i = E_{ah} \cdot 2 + E_{qh} \cdot 3 = 116,2 \cdot 2 + 68,4 \cdot 3 = 437,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Вычисляем давления под подошвой стены:

$$\sigma = F_v/A \pm M/W = 550,4/(1 \cdot 3,9) \pm$$

$$\begin{aligned} &\pm (-159,9 + 437,6) / (1 \cdot 3,9^2); \\ \sigma_{\max} &= 252 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 270 = 324 \text{ кПа;} \\ \sigma_{\min} &= 31 \text{ кПа} > 0. \end{aligned}$$

Из расчета по деформациям принята ширина подошвы стены подходит.

7.4. РАСЧЕТ ГИБКИХ НЕЗААНКЕРЕННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

7.4.1. Общие положения

Упрощенный метод расчета гибкой консольной стены основан на использовании коэффициента постели [1]. Этот метод позволяет учесть как деформативные свойства грунта, так и жесткость самой стены. Для практических расчетов на основе решения дифференциального уравнения изогнутой оси стены составлены графики (рис. 7.12—7.15), позволяющие получить распределение давлений вдоль заземленной части стены.

7.4.2. Параметры грунта и стен, необходимые для расчета

Коэффициент постели грунта k_s определяется в зависимости от вида грунта по табл. 7.2.

При залегании в пределах заземленной части стены нескольких слоев грунта в расчете используется средневзвешенное значение

ТАБЛИЦА 7.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПОСТЕЛИ k_s

Грунты	k_s , кН/м ³
Текучепластичные глины и суглинки	1 000
Мягкопластичные суглинки, супеси и глины, пылеватые и рыхлые пески	2 000
Тугопластичные суглинки, супеси и глины, пески мелкие и средние	4 000
Твердые суглинки, супеси и глины, крупные пески	6 000
Пески гравелистые, грунты крупнообломочные	10 000

коэффициента постели, определяемое по формуле

$$k_s = \Sigma k_{si} h_i / \Sigma h_i, \quad (7.23)$$

где k_{si} — значение коэффициента постели для i -го слоя грунта; h_i — толщина i -го слоя.

Приведенный коэффициент сжимаемости K при глубине заделки стены в грунт t вычисляется по формуле

$$K = k_s/t. \quad (7.24)$$

Показатель жесткости ξ находится по зависимости

$$\xi = kt = t \sqrt[5]{Kb/(EI)}, \quad (7.25)$$

где k — коэффициент жесткости; E — модуль упругости стены; I — момент инерции стены; b — ширина стены в продольном направлении, принимаемая в расчете равной 1 м.

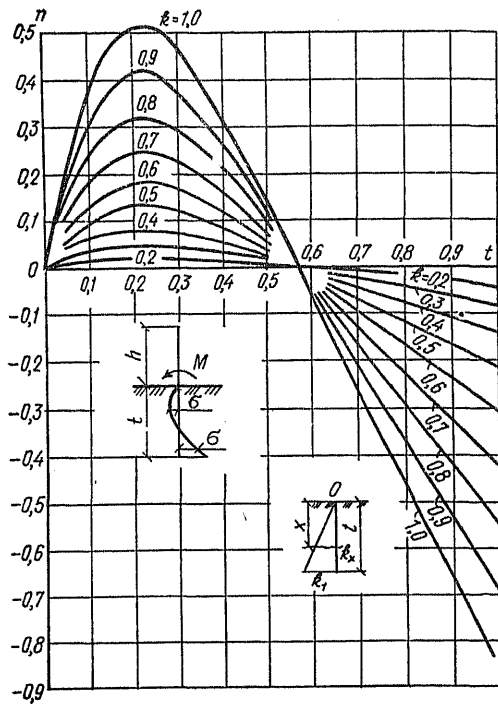


Рис. 7.12. Зависимость коэффициента n от k и t при $\xi=3$

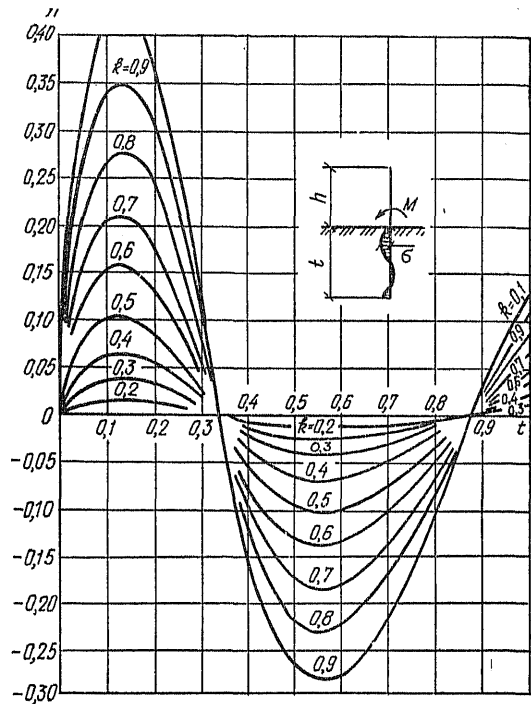
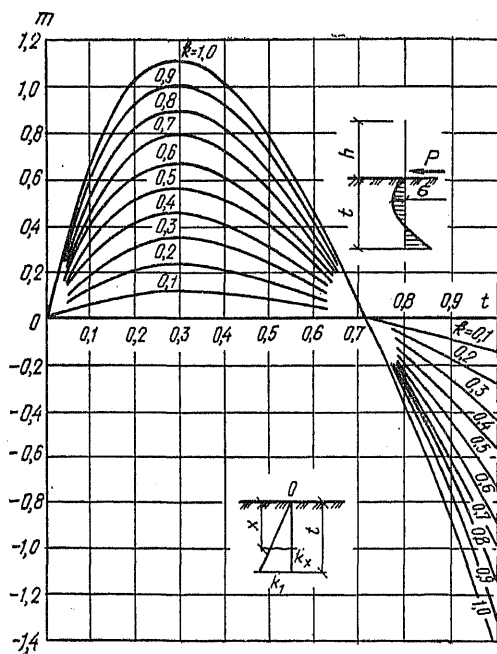


Рис. 7.13. Зависимость коэффициента n от k и t при $\xi=5$



7.4.3. Давление грунта

Консольная часть стены рассчитывается на активное давление грунта, определяемое по формулам (7.1), (7.7) и (7.14). Для расчета заземленной части стены влияние консоль-

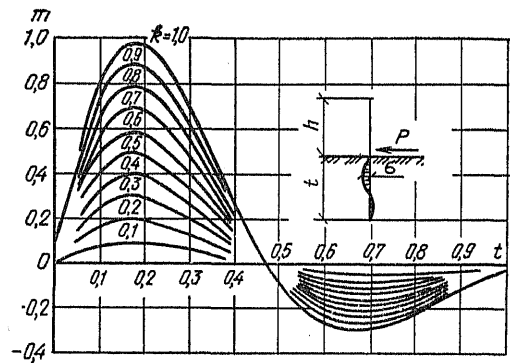


Рис. 7.14. Зависимость коэффициента m от k и t при $\xi=3$

Рис. 7.15. Зависимость коэффициента m от k и t при $\xi=5$

ной части заменяется моментом M и силой F , приложенными в уровне верха заделки. Давление грунта определяется отдельно от момента M и силы F по формулам:

$$\sigma_m = nM; \quad (7.26)$$

$$\sigma_q = mF, \quad (7.27)$$

где n и m — коэффициенты, определяемые по графикам, приведенным на рис. 7.12—7.15, в зависимости от глубины t и коэффициента жесткости k .

Графики составлены только для двух значений показателя жесткости: $\xi=3$ и $\xi=5$, поскольку при $\xi < 3$ получаемые давления близки к получаемым при $\xi=3$ (жесткая стена), а для значений $\xi > 3$ можно использовать графики для $\xi=5$ (гибкая стена).

Полное давление на стену σ определяется суммированием давлений σ_m и σ_q :

$$\sigma = \sigma_m + \sigma_q. \quad (7.28)$$

Полученное распределение давлений σ позволяет построить эпюры моментов и поперечных сил для стены, а также проверить местную прочность грунта исходя из условия, что вдоль всей защемленной части стены выполняется соотношение

$$\sigma < \sigma_{ph}, \quad (7.29)$$

где σ_{ph} — пассивное давление грунта, определяемое по формуле (7.16).

Для окончательного определения глубины заделки стены необходима проверка системы «грунт-стена» на общую устойчивость. Эта проверка выполняется методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Центр и радиус скольжения отыскиваются по методике, изложенной в гл. 6, причем поверхность скольжения в этом случае должна начинаться у поверхности грунта и проходить через нижнюю точку стены.

Пример 7.2. Требуется определить давление грунта на гибкую консольную стену. Грунт — песок мелкий с расчетными характеристиками $\varphi_1=30^\circ$, $c_1=0$, $\gamma_1=18$ кН/м³. Высота консольной части стены $h=5$ м, защемленной части $t=4$ м. Стена выполняется из металлического шпунта с моментом инерции $I=0,00056$ м⁴. Модуль упругости шпунта $E=21 \cdot 10^7$ кПа.

Решение. По табл. 7.2 находим значение коэффициента постели грунта $k_g=4000$ кН/м³.

Вычисляем приведенный коэффициент сжимаемости грунта K по формуле (7.24)

$$K = k_g/t = 4000/4 = 1000 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент жесткости

$$k = \sqrt[5]{Kb/(EI)} = \sqrt[5]{1000 \cdot 1/(21 \cdot 10^7 \cdot 0,00056)} = \sqrt[5]{0,0085} = 0,385.$$

Показатель жесткости

$$\xi = kt = 0,385 \cdot 4 = 1,54.$$

Определяем момент M и силу F , приведенные к уровню верха заделки (рис. 7.16, а). Для этого предварительно находим активное давление грунта на

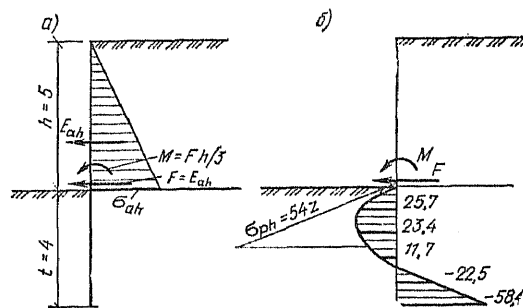


Рис. 7.16. К примеру 7.2

а — расчетная схема с нагрузками, приведенными к верху заделки; б — эпюра давлений стены на грунт

ТАБЛИЦА 7.3. К ПРИМЕРУ 7.2

Глубина расчетного сечения	m	σ_q	n	σ_m	Суммарное давление $\sigma = \sigma_q + \sigma_m$
	при $F=67,5$ кН		при $M=113$ кН·м		
0	0	0	0	0	0
0,2 t	0,28	18,9	0,06	6,8	25,7
0,4 t	0,28	18,9	0,04	4,5	23,4
0,6 t	0,18	12,2	-0,01	-1,13	11,07
0,8 t	-0,15	-10,1	-0,11	-12,4	-22,5
1,0 t	-0,53	-35,8	-0,2	-22,6	-58,4

консольную часть стены по формуле (7.1):

$$\sigma_{ah} = \gamma_1 h \lg^2(45^\circ - \varphi_1/2) = 18 \cdot 5 \cdot \lg^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 27 \text{ кПа.}$$

Равнодействующая активного давления грунта

$$E_{ah} = 27 \cdot 5/2 = 67,5 \text{ кН.}$$

Сосредоточенная сила в уровне верха заделки

$$F = E_{ah} = 67,5 \text{ кН.}$$

Момент в уровне верха заделки

$$M = Fh/3 = 67,5 \cdot 5 \cdot 5/3 = 113 \text{ кН·м.}$$

Значения коэффициентов n и m находим по рис. 7.12 и 7.13 при $\xi=3$ и $k=0,385$. Для построения эпюры давлений эти значения, а также значения давлений для различных глубин сводим в табл. 7.3. По значениям σ , полученным в табл. 7.3, строим эпюру давлений стены на грунт (рис. 7.16, б). На глубине $t_1=1$ м и максимальные значения давлений составляют $\sigma=26$ кПа, а на глубине $t_2=4$ м $\sigma=-58,4$ кПа.

Проверяем местную прочность грунта для сечения $0 \leq z \leq 1$, так как эта область является наиболее опасной. Строим эпюру максимальных давлений σ_{ph} используя формулу (7.16):

$$\sigma_{ph} = \gamma_1 z \lg^2(45^\circ + \varphi_1/2) = 18 \cdot 1 \cdot 1,73^2 = 54 \text{ з.}$$

Построив эпюру σ_{ph} на том же рис. 7.16, б, видим, что на всем участке $0 \leq z \leq 1$ значения $\sigma_{ph} > \sigma$, т.е. условие (7.29) выполняется и, следовательно, местная прочность грунта обеспечена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Дуброва Г. А. Методы расчета давления грунтов на транспортные сооружения. — М.: Транспорт, 1969. — 219 с.
2. Клейн Г. К. Расчет подпорных стен. — М.: Высшая школа, 1964. — 196 с.
3. Руководство по проектированию подпорных

- стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства. — М.: Стройиздат, 1984. — 115 с.
4. Строительные нормы и правила. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. СНиП II-55-79. — М.: Стройиздат, 1980.

8.1. НОМЕНКЛАТУРА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ

В отечественной практике известно более 150 видов свай, которые классифицируются:

по материалу: железобетонные, бетонные, керамзитобетонные, деревянные, стальные;

по конструкции: цельные и составные квадратные, круглые, прямоугольные и многоугольные, с уширением и без него, с острием и без острия, призматические и пирамидальные (конические), пустотелые и сплошного сечения, винтовые, свай-колонны;

по виду армирования: с напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматурой, с поперечным армированием ствола и без него;

по способу изготовления и погружения: сборные и монолитные, забивные, вдавливаемые, завинчиваемые, буропускные, буронабивные, в том числе с уплотненным забоем, набивные в пробивных скважинах, вибростампованные;

по характеру работы в грунте: свай-стойки, опирающиеся на практически несжимаемые грунты, и висячие свай, заглубленные в сжимаемые грунты.

8.1.1. Государственные стандарты на свай

Общие требования на изготовление и применение наиболее распространенных конструкций забивных свай, перечисленных в табл. 8.1 и показанных на рис. 8.1, изложены в ГОСТ

Свай квадратного сечения по ГОСТ 19804.1—79 и ГОСТ 19804.2—79 рекомендуется применять для всех зданий и сооружений в любых сжимаемых грунтах (за исключением грунтов с непробиваемыми включениями) для восприятия вдавливающих, выдергивающих и горизонтальных нагрузок. Предпочтительнее следует отдавать сваям с напрягаемой арматурой, как имеющим наименьший расход стали.

Свай без поперечного армирования ствола по ГОСТ 19804.4—78 допускается применять для восприятия вдавливающих нагрузок до 500 кН и горизонтальных нагрузок до 15 кН от зданий и сооружений при условии полного погружения свай в грунт или же в том случае, если часть сваи выступает не более чем на 2 м над поверхностью грунта и только внутри помещения с положительными температурами.

Эти сваи могут прорезать пески рыхлые и средней плотности, глинистые грунты от тугопластичных до текучих, илы, торфы, прослойки толщиной до 0,5 м плотных или твердых сжимаемых грунтов и опираться на все виды грунтов, за исключением скальных и крупнообломочных.

Свай квадратного сечения с круглой полостью по ГОСТ 19804.3—80 применяются для тех же условий, что и сваи по ГОСТ 19804.4—78.

Применение таких свай позволит снизить (по сравнению со сваями сплошного квадратного сечения) расход цемента на 15—25 % и

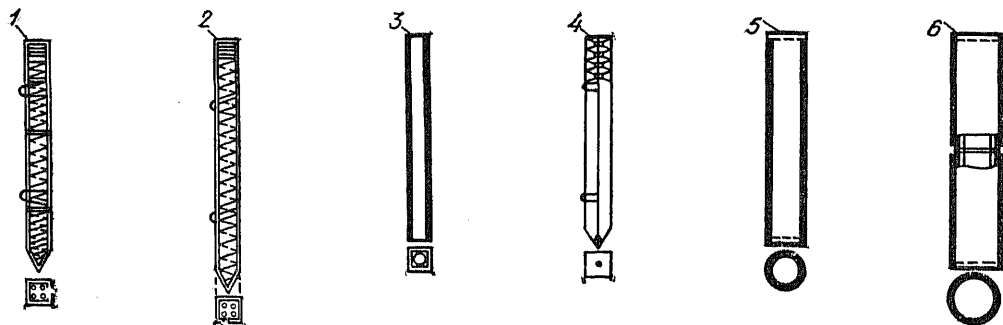


Рис. 8.1. Свай

1 — по ГОСТ 19804.1—79; 2 — по ГОСТ 19804.2—79; 3 — по ГОСТ 19804.3—80; 4 — по ГОСТ 19804.4—78; 5 — по ГОСТ 19804.5—83; 6 — по ГОСТ 19804.6—83

19804.0—78 «Свай забивные железобетонные. Общие технические условия». Применение свай любого вида должно обосновываться технико-экономическими расчетами.

более эффективно использовать сваебойное оборудование.

Полые круглые сваи и сваи-оболочки по ГОСТ 19804.5—83 и ГОСТ 19804.6—83 рекомендуется применять в качестве безростверковых фундаментов в слабых грунтах мощностью более 12 м при передаче на сваю больших (более 100 кН) горизонтальных нагрузок.

ТАБЛИЦА 8.1. ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ СВАИ

Свай	Ширина грани или диаметр свай, см	Длина свай, м	Исходная рабочая документация
Цельные квадратного сплошного сечения с напрягаемой арматурой	20	3—6	ГОСТ 19804.1—79
	25	4,5—6	
	30	3—12	
	35	8—16	
	40	13—16	
То же, с поперечным армированием ствола с напрягаемой арматурой	20	3—6	ГОСТ 19804.2—79
	25	4,5—6	
	30	3—15	
	35	8—20	
	40	13—20	
То же, без поперечного армирования ствола	25	5—6	ГОСТ 19804.4—78
	30	3—12	
Составные квадратного сплошного сечения с поперечным армированием ствола	30	14—20	Серия 1.011.1-7
	35	14—24	
	40	14—28	
Цельные квадратного сечения с круглой полостью	25, 30, 40	3—8	ГОСТ 19804.3—80
Цельные полые круглые сваи и свай-оболочки	40, 50, 60 80, 100, 120, 160	4—18 6—12	ГОСТ 19804.5—83
Составные полые круглые сваи и свай-оболочки	40	14—26	ГОСТ 19804.6—83
	50	14—30	
	60	14—40	
	80, 100, 120, 160	14—40	
		14—48	
Свай-колонны: квадратного сечения	20	5—8	Инв. № 112857 института Фундаментпроект; серия 3.015-5
	30	5—12	
	35	5—16	
	40	8—16	
двухконсольные	20	5—6,5	Серия 1.821.1-2
	30	5—7,5	
полые круглые	40, 50, 60, 80	5—18	Инв. № 13185 института Фундаментпроект; серия 3.015-5

8.1.2. Составные сваи квадратного сечения

Составные сваи квадратного сечения применяются для восприятия вертикальных и горизонтальных нагрузок в слабых грунтах мощностью более 12 м при отсутствии условий для изготовления и транспортирования цельных свай длиной 14—20 м, при стесненных площадках строительства, отсутствии оборудования для погружения длинных цельных свай, невозможности применения полых круглых свай.

Составные сваи изготавливаются преимущественно из двух звеньев с различными стыками: стаканным, коробчатым, сварным, болтовым, клеевым. Общий вид стыков показан на рис. 8.2, а расход стали на стыки приведен в табл. 8.2.

На составные сваи с наиболее промышленными стаканными и коробчатыми стыками

ТАБЛИЦА 8.2. РАСХОД СТАЛИ НА СТЫК СОСТАВНОЙ СВАИ

Стык	Расход стали, кг, при размерах сечения свай, см		
	30×30	35×35	40×40
Стаканный	19,2	28,4	40,7
Коробчатый	26,1	35,4	45,6
Сварной	30,6	37,4	42,8
Болтовой	16,4	20,4	23,2
Клеевой	1,9	—	—

разработана типовая документация серии 1.011.1-7. Номенклатура составных свай со стаканным стыком приведена в табл. 8.3, а общий вид звеньев составной сваи показан на рис. 8.3.

Составные сваи с клеевым стыком могут изготавливаться по той же номенклатуре, что и сваи со стаканным стыком, и применяться при действии выдергивающих нагрузок. Клеевой

ТАБЛИЦА 8.3. НОМЕНКЛАТУРА СОСТАВНЫХ СВАЙ

Марка составной сваи	Марка звена сваи		Продольная арматура звена		Расход бетона, м ³	Расход стали, кг	Масса, т
	верхнего	нижнего	верхнего	нижнего			
C14-30C	C6-30BC	C8-30HC	4ф12AII	4ф12AII	1,26	89,7	3,16
C15-30C	C7-30BC	C8-30HC	4ф12AII	4ф12AII	1,35	94,8	3,38
C16-30C	C8-30BC	C8-30HC	4ф12AII	4ф12AII	1,44	97,7	3,61
C16-30C	C4-30BC	C12-30HC	4ф12AII	4ф14AIII	1,44	114,4	3,61
C17-30C	C5-30BC	C12-30HC	4ф12AII	4ф14AIII	1,53	118,6	3,83
C18-30C	C6-30BC	C12-30HC	4ф12AII	4ф14AIII	1,62	122,9	4,06
C19-30C	C7-30BC	C12-30HC	4ф12AII	4ф14AIII	1,71	128,0	4,28
C20-30C	C8-30BC	C12-30HC	4ф12AII	4ф14AIII	1,80	130,9	4,51
C14-35C	C6-35BC	C8-35HC	4ф12AIII	4ф12AIII	1,72	104,1	4,30
C15-35C	C7-35BC	C8-35HC	4ф12AIII	4ф12AIII	1,84	108,6	4,60
C16-35C	C8-35BC	C8-35HC	4ф12AIII	4ф12AIII	1,97	114,1	4,92
C17-35C	C9-35BC	C8-35HC	4ф12AIII	4ф12AIII	2,09	118,6	5,23
C18-35C	C6-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,21	138,0	5,53
C19-35C	C7-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,33	142,5	5,83
C20-35C	C8-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,46	148,0	6,15
C21-35C	C9-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,58	152,5	6,46
C22-35C	C10-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,70	157,8	6,76
C23-35C	C11-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,82	163,4	7,06
C24-35C	C12-35BC	C12-35HC	4ф12AIII	4ф14AIII	2,94	166,3	7,36
C14-40C	C6-40BC	C8-40HC	4ф12AIII	4ф12AIII	2,22	123,0	5,60
C15-40C	C7-40BC	C8-40HC	4ф12AIII	4ф12AIII	2,40	127,5	6,00
C16-40C	C8-40BC	C8-40HC	4ф12AIII	4ф12AIII	2,56	133,0	6,40
C17-40C	C9-40BC	C8-40HC	4ф14AIII	4ф12AIII	2,72	149,8	6,80
C18-40C	C6-40BC	C12-40HC	4ф12AIII	4ф16AIII	2,88	177,0	7,20
C19-40C	C7-40BC	C12-40HC	4ф12AIII	4ф16AIII	3,04	181,5	7,60
C20-40C	C8-40BC	C12-40HC	4ф12AIII	4ф16AIII	3,20	187,0	8,00
C21-40C	C9-40BC	C12-40HC	4ф14AIII	4ф16AIII	3,36	203,8	8,40
C22-40C	C10-40BC	C12-40HC	4ф14AIII	4ф16AIII	3,52	210,8	8,80
C23-40C	C11-40BC	C12-40HC	4ф16AIII	4ф16AIII	3,68	233,8	9,20
C24-40C	C12-40BC	C12-40HC	4ф16AIII	4ф16AIII	3,84	243,0	9,60
C25-40C	C11-40BC	C14-40HC	4ф16AIII	4ф18AIII	4,00	271,8	10,00
C26-40C	C12-40BC	C14-40HC	4ф16AIII	4ф18AIII	4,16	281,0	10,40
C27-40C	C13-40BC	C14-40HC	4ф16AIII	4ф18AIII	4,32	288,1	10,80
C28-40C	C14-40BC	C14-40HC	4ф18AIII	4ф18AIII	4,48	320,0	11,20

Примечание. В маркировке сваи цифры перед дефисом обозначают длину сваи, м, после дефиса — ширину грани сваи, см.

стык устраивается с помощью эпоксидного или полиэфирного клея, состав которого разработан НИИЖБом Госстроя СССР. Клей заливается в отверстия и наносится на торцевую поверхность предварительно забитого нижнего звена сваи. Верхнее звено устанавливается сразу после заливки клея. Штыри, выступающие из нижнего торца верхнего звена, заводятся в отверстия нижнего звена, что обеспечивает точную центровку звеньев и равнопрочность стыка со свайей. Расход клея на стык составляет 1,5—2,5 кг.

Составная свая забивается через 15 мин после установки верхнего звена. Стык выдерживает более 900 ударов.

Клеевой стык применяется при плюсовой температуре. В зимнее время целесообразно использовать клеевые стыки с промежуточными элементами, которые должны храниться в отапливаемом помещении. Расход стали на клеевой стык уменьшается (по сравнению со стержневым стыком) в 2—3 раза, а стоимость — в 1,5 раза.

Рабочая документация на составные сваи сечением 30×30 см с клеевым стыком разработана институтами Фундаментпроект и НИИЖБ (инв. № 14138).

Сварной стык является наиболее материалоэкономичным и трудоемким. Болтовой стык требует повышенной точности изготовления и погружения свай. Сварной стык с боковыми накладками может применяться при воздействии выдергивающих нагрузок.

Сваи со сварным и болтовым стыками изготавливаются по индивидуальным проектам и техническим условиям.

8.1.3. Свай-колонны

Свай-колонной является забивная свая с ненапрягаемой арматурой квадратного или полового круглого сечения, надземная часть которой служит колонной здания и сооружения. Свая-колонна отличается от соответствующей гостированной сваи наличием закладных деталей и повышенным в случае необходимости

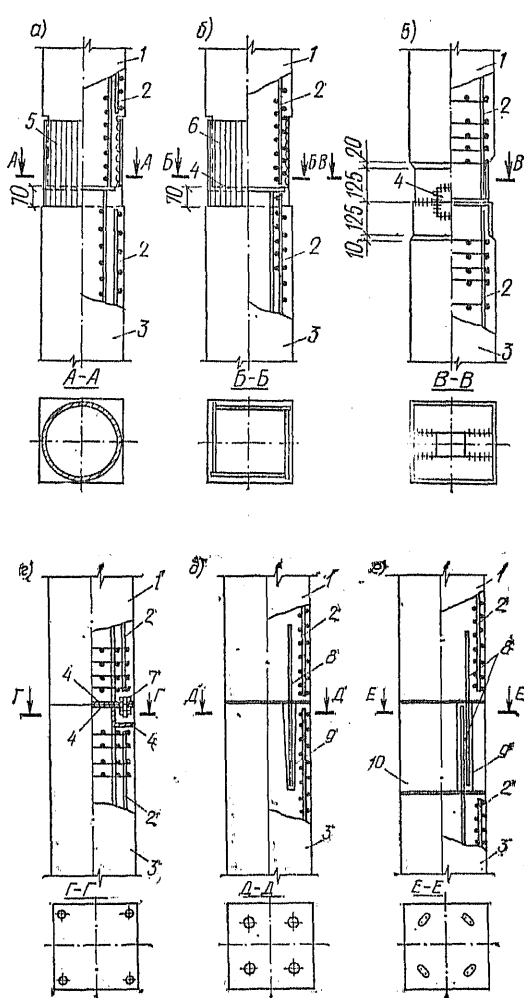


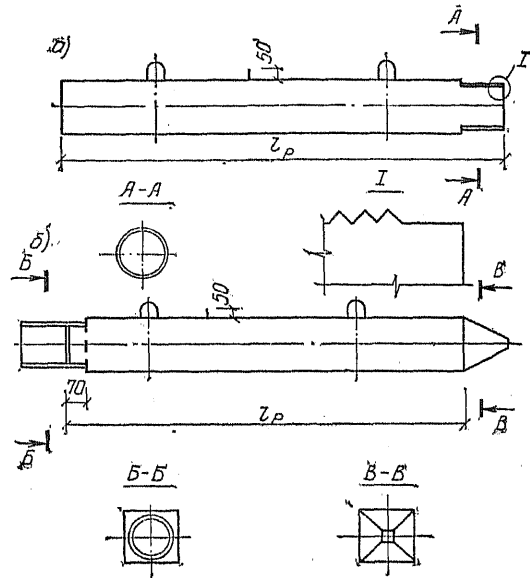
Рис. 8.2. Стыки составных свай

а — стаканный; б — коробчатый; в — сварной; г — болтовой; д — клеевой; е — клеевой с промежуточным элементом; 1 — верхнее звено свай; 2 — каркас свай; 3 — нижнее звено свай; 4 — лист; 5 — труба; 6 — короб; 7 — болт; 8 — штырь; 9 — отверстие диаметром 28/32 мм; 10 — промежуточный элемент

продольным армированием. Свая-колонна, работающая на косо внецентренное сжатие, должна армироваться восемью продольными стержнями.

Для легких сельскохозяйственных зданий ЦНИИЭПСельстроем разработаны сваи-колонны с консолями.

Сваи-колонны рекомендуется применять в песках средней плотности и глинистых грунтах тугопластичной и полутвердой консистенции, а также при прорезании рыхлых песчаных и мягкопластичных глинистых грунтов для бескаркасных зданий с нагрузкой на колонну до 500 кН, опор сооружений с нагрузкой до 1000 кН, технологических трубопроводов с нагрузкой до 20 кН/м.

Рис. 8.3. Звенья составной свай со стаканным стыком
а — верхнее звено; б — нижнее звено

8.1.4. Бурунабивные сваи

Бурунабивные сваи изготавливаются в грунте. В пробуренную скважину устанавливается арматурный каркас и укладывается бетонная смесь. После достижения бетоном проектной прочности свая может воспринимать проектные нагрузки (осевые, вдавливающие, выдергивающие, горизонтальные).

В зависимости от грунтовых условий и имеющегося бурового оборудования, определяющих технологию изготовления, бурунабивные сваи подразделяются на несколько типов: БСС, изготавливаемых в устойчивых глинистых грунтах (сухих); БСВ_г — в неустойчивых глинистых грунтах (водонасыщенных) с закреплением стенок скважин глинистым раствором; БСВ_о — в неустойчивых грунтах (водонасыщенных) с закреплением стенок скважин трубами, оставляемыми в грунте; БСИ — в неустойчивых грунтах (водонасыщенных) с закреплением стенок скважин извлекаемыми трубами; БСС_м — в устойчивых глинистых грунтах (сухих) для малонагруженных зданий и сооружений.

Типоразмеры бурунабивных свай и наиболее распространенные марки бурового оборудования приведены в табл. 8.4. Вид и номенклатуру бурунабивных свай принимают в зависимости от их экономической эффективности, грунтовых условий, вида и величины действующих нагрузок, а также способа производства работ.

ТАБЛИЦА 8.4. НОМЕНКЛАТУРА И ТИПОРАЗМЕРЫ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Тип свай	Способ изготовления свай	Диаметр свай ¹ , мм	Марка бетона	Длина свай, м	Оборудование
БСС	Вращательным бурением в устойчивых глинистых грунтах без закрепления стенок скважин	500/1200 500/1400 500/1600 600/1600	200—300	10—30	Станки СО-2
		800/1800 1000 1200	200—300 200 200		Станки СО-1200
БСВ _г	Вращательным бурением в неустойчивых грунтах с закреплением стенок скважин глинистым раствором	600/1600	200—300	10—20	Станки УРБ-ЗАМ
БСВ _о	Вращательным и ударно-канатным бурением в неустойчивых грунтах с закреплением стенок скважин трубами, оставляемыми в грунте	600/1600 800/1800	200—300	10—30	Станки УРБ-ЗАМ, УКС
БСИ	То же, с извлечением инвентарных обсадных труб	880 980 1080 1180	200	10—50	Установка СП-45 и станки зарубежных фирм
БСС _м	Вращательным бурением в сухих устойчивых глинистых грунтах без закрепления стенок скважины	400 500	200	2—4	Ямобуры

¹ Перед чертой указан диаметр ствола, за чертой — диаметр уширения.

Буронабивные сваи следует применять во всех случаях, когда имеются технико-экономические преимущества перед другими видами фундаментов.

В зависимости от грунтовых условий принимаются сваи:

при необходимости прорезания грунтов мощностью более 20 м — БСС и БСВ_о длиной 20—30 м, БСИ длиной 20—50 м;

при перепаде кровли несущего слоя грунта — все виды свай;

при опирании свай на глинистые грунты твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции, на скальные, полускальные и песчаные грунты и прорезании: слоя насыпи с твердыми включениями — БСВ_о, длиной до 30 м и БСИ длиной 20—50 м; слоя просадочных грунтов толщиной более 10 м — БСС длиной 12—30 м; слоя глинистых грунтов от мягкопластичной до текучей консистенции толщиной более 10 м — БСВ_г длиной 15—20 м, БСВ_о длиной 15—30 м и БСИ длиной 20—50 м; слоя набухающих грунтов — БСС длиной 10—30 м и БСС_м — длиной 3—6 м с уширенной пятой.

В зависимости от действующих условий принимаются следующие сваи:

БСС, БСВ_о, БСИ при действии на сваю больших (более 100 кН) горизонтальных нагрузок, в том числе сейсмических;

БСС диаметрами 500 и 1200 мм, БСВ_о диаметрами 600 и 800 мм;

БСИ диаметрами 880, 980, 1080 и 1180 мм при строительстве на оползневых склонах;

БСИ длиной до 20 м для фундаментов оборудования;

БСС_м для малонагруженных конструкций.

В зависимости от условий производства работ буронабивные сваи применяются:

при отсутствии забивных свай и оборудования для их погружения;

в стесненных условиях строительной площадки, на которой невозможна забивка свай;

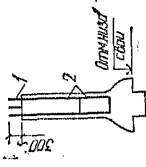
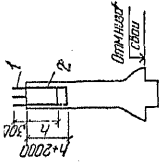
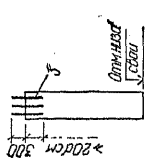
при производстве работ вблизи существующих зданий и сооружений, на которые недопустимы динамические воздействия, возникающие при забивке свай;

при необходимости усиления фундаментов существующих зданий.

В зависимости от инженерно-геологических условий, особенностей проектируемого здания или сооружения и внешних нагрузок, передаваемых на фундаменты, буронабивные сваи армируются на полную длину, на часть длины или только в верхней части для связи с ростверком (табл. 8.5).

Арматурные каркасы для буронабивных свай изготавливаются, как правило, звеньями длиной 6—12 м. Конструкция арматурного каркаса буронабивной сваи приведена на рис. 8.4. Стык звеньев арматурных каркасов осу-

ТАБЛИЦА 8.5. ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ВИД АРМИРОВАНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Вид армирования	Эскиз	Грунтовые условия	Особые условия площадки	Нагрузки на сваю			
				выдерживающие	сжимающие	горизонтальные	
На всю глубину		Слабые водонасыщенные грунты по всей глубине свай	Наличие по глубине свай карстовых пустот или подземных выработок	Предопределяющие армирование на всю длину	Напряжения в бетоне не превышают величин, указанных в СНиП II-21-75 с учетом изменений СНиП II-17-77	При растягивающих напряжениях в бетоне $\sigma_t > 0,4$ МПа	В районах с сейсмичностью более 6 баллов (кроме свай БСВ)
Верхней части свай		То же, в верхней части свай на глубину h	Наличие в верхней части свай карстовых пустот, подземных выработок, каналов, подземных помещений и т. д. на глубине h	Воспринимаемые армированной частью свай	Напряжения в бетоне не превышают величин, указанных в СНиП II-21-75 с учетом изменений СНиП II-17-77	То же, $\sigma_t < 0,4$ МПа	Отсутствуют
Без армирования		Связные грунты с показателем текучести $Il \leq 0,4$	Отсутствуют	Отсутствуют	То же	То же	*

Примечания: 1. При наличии по длине свай карстовых пустот или подземных выработок обсадные трубы оставляются в обязательном порядке.
2. На эскизах: 1 — выпуски арматуры; 2 — арматурные карманы; 3 — отдельные арматурные стержни; d — диаметр арматуры.

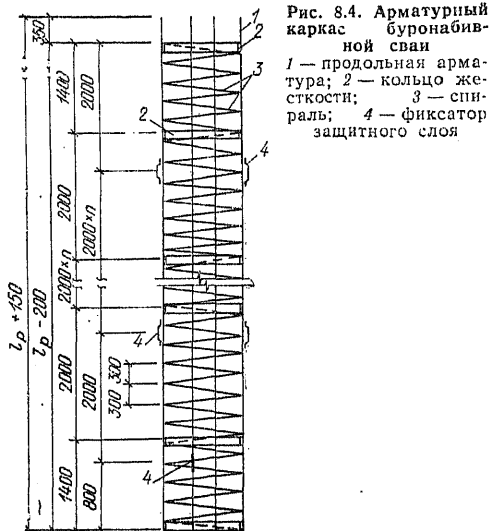


Рис. 8.4. Арматурный каркас буронабивной сваи
1 — продольная арматура; 2 — кольцо жесткости; 3 — спираль; 4 — фиксатор защитного слоя

шестьюется с помощью сварки продольных стержней нижнего каркаса с кольцом жесткости, расположенным в нижней части верхнего звена. Предельная длина каркаса устанавливается с учетом принятой технологии изготовления и наличия соответствующего кранового и транспортного оборудования.

По имеющемуся опыту предельная длина арматурного каркаса для свай диаметром 500—600 мм составляет 14 м, диаметром 1000—1200

мм — 10 м. Рекомендуемое число продольной арматуры и ее диаметры приведены в табл. 8.6.

Для буронабивных свай применяют, как правило, литую бетонную смесь на мелком заполнителе из бетона марок М150, М200 (наиболее распространенная) и М300.

Геометрические характеристики и объемы буронабивных свай приведены в табл. 8.7, 8.8.

Литая бетонная смесь укладывается в скважину методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) при непрерывной подаче ее до полного заполнения скважины. В мало-влажных устойчивых глинистых грунтах допускается свободный сброс бетонной смеси в скважину через приемный бункер с направляющим патрубком длиной примерно 2 м, если не происходит обрушения грунта со стенок скважины и зависания бетонной смеси на арматурном каркасе. Возможность применения свободного сброса должна проверяться в начальный период производства работ в присутствии авторов проекта.

При изготовлении свай типа БСИ необходимо, чтобы срок начала схватывания бетонной смеси был не менее 3 ч. Для сохранения требуемой пластичности и подвижности бетонной смеси следует использовать пластифицирующие и гидрофобные добавки.

ТАБЛИЦА 8.6. МАТЕРИАЛЫ И ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ
ДЛЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Тип сваи	Диаметр сваи, см	Марка бетона	Класс продольной арматуры	Диаметр арматуры, мм	Число продольных стержней, шт.
БСС _М	40	М150	А-I; А-II	12; 14	6
БСС БСС _М	50	М150 М200	А-II; А-III А-I; А-II	12; 14	6
БСС БСВ _Г БСВ _О	60	М150 М200 М300	А-II; А-III	14; 16; 18	6; 8; 10
БСС БСВ _О	80	М200 М300		16; 18; 20	8; 10
БСИ	88 98	М200		16; 18; 20	8; 10; 12 10; 12
БСС	100	М200 М300		16; 18; 20	10; 12; 14
БСИ	108 118	М200		16; 18; 20; 22 16; 18; 20; 22; 25	12; 14; 16
БСС	120	М200 М300		16; 18; 20; 22; 25	12; 14; 16

ТАБЛИЦА 8.7. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Тип свай	Диаметр, мм		Площадь сечения, м ²		Высота уширения, м	Объем уширения, м ³
	ствола	уширения	ствола	уширения		
БСС	500	1200	0,196	1,130	0,67	0,439
		1400		1,540		0,565
		1600		2,015		0,708
	600	1600	0,283	2,015	0,82	0,903
БСВ _Г	600	1600	0,283	2,015	0,60	0,679
		1800				
	800	1800	0,283	2,015	0,60	0,679
		1800				
БСИ	880	—	0,608	—	—	—
	980		0,755			
	1080		0,916			
	1180		1,093			
БСС _М	400	—	0,126	—	—	—
	500		0,196			

ТАБЛИЦА 8.8. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЙ ОБЪЕМ БЕТОНА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Тип свай	Диаметр свай ¹ , мм	Объем бетона, м ³ , при длине свай, м										
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
БСС	500	1,96	2,36	2,75	3,14	3,63	3,93	—	—	—	—	—
	600	2,83	3,39	3,96	4,52	5,09	5,55	—	—	—	—	—
	500/1200	2,39	2,79	3,17	3,57	3,96	4,35	4,74	5,14	5,59	5,92	6,91
	500/1400	2,51	2,91	3,30	3,69	4,08	4,48	4,87	5,26	5,66	6,05	8,44
	500/1600	2,66	3,05	3,44	3,83	4,23	4,62	5,01	5,41	5,80	6,19	6,58
	600/1600	3,67	4,24	4,80	5,37	5,93	6,50	7,07	7,63	8,20	8,77	9,33
	800/1800	5,37	7,39	8,38	9,39	10,39	11,39	12,40	13,40	14,41	15,41	16,41
	1000	7,85	9,42	10,99	12,56	14,13	15,70	17,24	18,84	20,41	21,38	23,55
	1200	11,30	13,56	15,82	18,08	20,34	22,60	24,86	27,12	29,30	31,64	33,90
	БСВ _Г	600/1600	3,51	4,08	6,54	5,21	5,77	6,34	—	—	—	—
БСВ _О	600/1600	3,51	4,08	4,64	5,21	5,77	6,34	6,91	7,47	8,04	8,60	9,17
	800/1800	6,12	7,12	8,12	9,12	10,13	11,14	12,14	13,14	14,15	15,15	16,16
БСИ	880	—	—	—	—	—	12,16	13,37	14,59	15,80	17,00	18,20
	980	—	—	—	—	—	15,08	16,59	18,10	19,60	21,11	22,62
	1080	—	—	—	—	—	18,31	20,14	21,97	23,81	25,64	27,47
	1180	—	—	—	—	—	21,85	24,05	25,23	28,42	30,60	32,79

¹ Перед чертой указан диаметр ствола, за чертой — диаметр уширения.

Транспортировать литую бетонную смесь для буронабивных свай следует в автобетоносмесителях большой вместимости, применение которых обеспечивает укладку смеси в скважину без перегрузочных операций. Расстояние от места приготовления бетонной смеси до места ее укладки должно быть по возможности не более 3 км.

8.1.5. Набивные сваи в уплотненном основании

Уплотнением основания повышается несущая способность набивных свай, которая до-
11*

стигает величин, соответствующих несущей способности забивных свай.

Основание уплотняется путем пробивки скважин длиной 2—6 м, диаметром 40—80 см инвентарными коническими трубами с закрытым нижним концом или литой булавовидной трамбовкой (рис. 8.5, а, в), либо путем уплотнения забоя пробуренной скважины тяжелыми цилиндрическими трамбовками с втрамбовыванием при необходимости щебня (рис. 8.5, б).

Такие сваи применяются в маловлажных устойчивых глинистых грунтах; они могут опираться на кровлю песчаных грунтов.

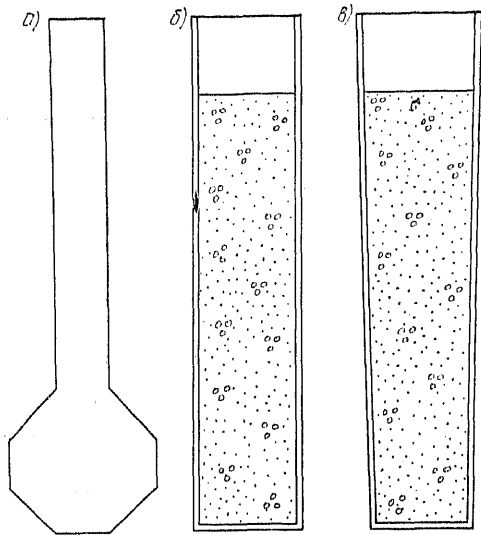


Рис. 8.5. Трамбовки для пробивки скважин или уплотнения забоя
 а — булавовидная; б — цилиндрическая; в — коническая

8.1.6. Пирамидальные сваи

Пирамидальные сваи различных конструкций, как забивные, так и набивные в выштампованном основании, применяются по отраслевым стандартам, ведомственным инструкциям и индивидуальным рабочим чертежам.

Как показано в работе [2], применение коротких пирамидальных свай с большим углом наклона боковых граней целесообразно в рых-

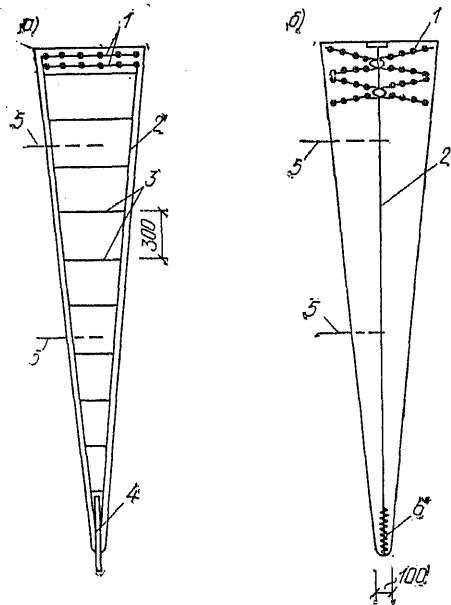


Рис. 8.6. Пирамидальные сваи
 а — с ненапрягаемой арматурой; б — с напрягаемой арматурой; 1 — арматурные сетки головы; 2 — продольная арматура; 3 — хомуты; 4 — штырь; 5 — петля; 6 — спираль острия

лых и близких к ним песках, маловлажных тугопластичных глинистых грунтах, лессовых грунтах I типа по просадочности мощностью до 5 м при глубине промерзания до 1 м. Такие сваи могут применяться для фундаментов жилых домов до 9 этажей, фундаментов производственных зданий (при количестве свай в кусте не более четырех), безростверковых фундаментов сельскохозяйственных зданий.

Пирамидальные сваи изготавливаются ненапрягаемыми с поперечным армированием ствола и с напрягаемым центральным стержнем без поперечного армирования ствола (рис. 8.6). Характеристика пирамидальных свай по проекту Одесского инженерно-строительного института приведена в табл. 8.9.

ТАБЛИЦА 8.9. ХАРАКТЕРИСТИКА ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ

Длина свай, м	Ширина сечения, см		Площадь боковой поверхности, м ²	Объем свай, м ³	Масса свай, т
	верхнего торца	нижнего торца			
1,5	70	10	2,45	0,29	0,71
2			3,65	0,49	1,22
2,5			4,85	0,61	1,52
3			5,43	0,73	1,82
3,5	80	10	6,31	0,85	2,12
4			7,23	0,97	2,47
5			9,06	1,22	3,02
6			10,90	1,46	3,66

8.1.7. Прочие виды свай

К прочим видам свай, имеющих специальное применение и изготавливаемых по индивидуальным проектам, относятся сваи без острия, прямоугольные, булавовидные, керамзитобетонные, деревянные.

У свай без острия нижний конец армируется так же, как и верхний. За счет исключения острия несколько снижается трудоемкость изготовления свай, но уменьшение на 1—2 % расхода бетона перекрывается перерасходом цемента вследствие повышения марки бетона с М200—М250 до М300 и увеличением расхода арматуры на 1—5 %. Кроме того, энергоемкость погружения свай без острия примерно на 30 % выше, чем свай с острием. Такие сваи длиной 3—12 м, сечением 30×30 см могут применяться в пылеватых и мелких рыхлых и средней плотности песках, а также в глинистых грунтах от текучей до тугопластичной консистенции. Сваи квадратного сечения без острия изготавливаются по проекту НИИПромстрой СССР (ТУ 65.185-82 Минпромстрой).

Прямоугольные сваи применяются в сооружениях, воспринимающих большие горизонтальные нагрузки, в том числе в причальных, набережных, подпорных стенах, ограждающих конструкциях. Рабочая документация на пря-

моугольные сваи сечением 25×35 см, длиной до 12 м разработана Мосинжпроект (альбом 44/62, инв. № 374⁶, ТУ 400-1-58-80).

Булавовидные сваи длиной 6—12 м, сечением 30×30 см с уширением нижнего конца до 52×52 см, разработанные трестом Оргтехстрой Минстроя ЛатвССР, предназначены для увеличения несущей способности пяти свай и могут применяться в рыхлых песчаных и мягкопластичных глинистых грунтах. Рабочая документация на булавовидные сваи разработана трестом Оргтехстрой Минстроя ЛатвССР (ТУ 21.0151-81 ЛатвССР).

В ряде районов страны нашли применение керамзитобетонные сваи, в которых в качестве крупного заполнителя применен керамзит, что позволяет на 20—30 % облегчить вес свай и тем самым уменьшить их продольное армирование и применить более легкие молоты для погружения свай.

В районах, где древесина является местным строительным материалом, на площадках, сложенных слабыми грунтами, а также тугопластичными глинистыми грунтами и песками средней плотности, при высоком уровне грунтовых вод целесообразно применение деревянных свай. Применять эти сваи допускается для капитальных зданий и сооружений при условии постоянного положения голов свай ниже наименьшего горизонта подземной воды не менее чем на 0,5 м и для временных зданий и сооружений независимо от уровня подземной воды и при сооружении высоких ростверков в водоемах, где отсутствуют древоточцы.

Деревянные сваи изготавливаются из лесоматериалов хвойных пород (сосны, лиственницы, пихты, ели) и могут быть цельными и составными одноствольными диаметром 18—40 см; цельными и составными пакетными, состоящими из двух—четырех стволов, диаметром 32—80 см; одноствольными с уширенной пяткой. Наибольшая длина цельных деревянных свай 8,5 м, составных — 25 м.

8.2. РАСЧЕТ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Сваи и свайные фундаменты рассчитывают по предельным состояниям двух групп. По предельным состояниям первой группы определяют несущую способность свай по грунту, прочность материала свай и ростверков, устойчивость свай и фундаментов; по предельным состояниям второй группы рассчитывают осадки оснований свайных фундаментов, горизонтальные перемещения свай и фундаментов, образование или раскрытие трещин в железобетонных сваях и ростверках.

8.2.1. Методы определения несущей способности свай и область их применения

Несущая способность свай на вдавливающую нагрузку определяется согласно СНиП II-17-77 следующими способами:

- по характеристикам грунтов основания [табл. 1 и 2, формулы (4) и (7)];
- динамическим [формулы (17) и (18)];
- по данным статического зондирования [формулы (20)—(24)];
- по результатам статических испытаний натуральных и эталонных (инвентарных малого сечения) свай [формулы (15) и (16)].

При установленной несущей способности по формуле (1) СНиП II-17-77 вычисляется расчетная нагрузка, воспринимаемая свайей по грунту.

Для предварительного определения расчетной нагрузки на забивную сваю по характеристикам грунтов основания можно воспользоваться рис. 8.7, а по динамическому методу — таблицами приложения 5 Руководства [3]. Графики, приведенные на рис. 8.7, составлены для забивной сваи сечением 30×30 см, расчетная нагрузка на которую определяется как сумма расчетных нагрузок, воспринимаемых нижним концом F_{v1} и боковой поверхностью сваи F_{v2} . Для забивных свай других сечений расчетная нагрузка определяется по формуле

$$F_b = 0,833F_{v2} u_p + 11,1F_{v1} A, \quad (8.1)$$

где F_{v2} и F_{v1} — расчетная нагрузка, воспринимаемая соответственно боковой поверхностью и нижним концом сваи сечением 30×30 см и определяемая по рис. 8.7; u_p , A — периметр, м, и площадь поперечного сечения, м², нижнего конца сваи.

При прорезании сваями разнопрочных грунтов F_{v1} каждого слоя грунта принимается как разность между расчетными нагрузками, соответствующими подошве и кровле слоя.

Результаты многочисленных сопоставлений несущих способностей свай, определяемых перечисленными методами, показали, как видно из табл. 8.10, что наиболее достоверным, но более дорогим и длительным методом являются статические испытания свай, наименее достоверными и наиболее дешевыми — методы динамический и по характеристикам грунтов основания.

Статические испытания натуральных свай следует проводить на стадии изысканий в целях наиболее достоверного определения объемов и стоимости фундаментов в следующих случаях:

- при количестве свай на объекте более 1000;
- при слабых грунтах большой (более 1 м) мощности;
- при сваях длиной более 15 м;
- для уникальных и очень тяжелых (более

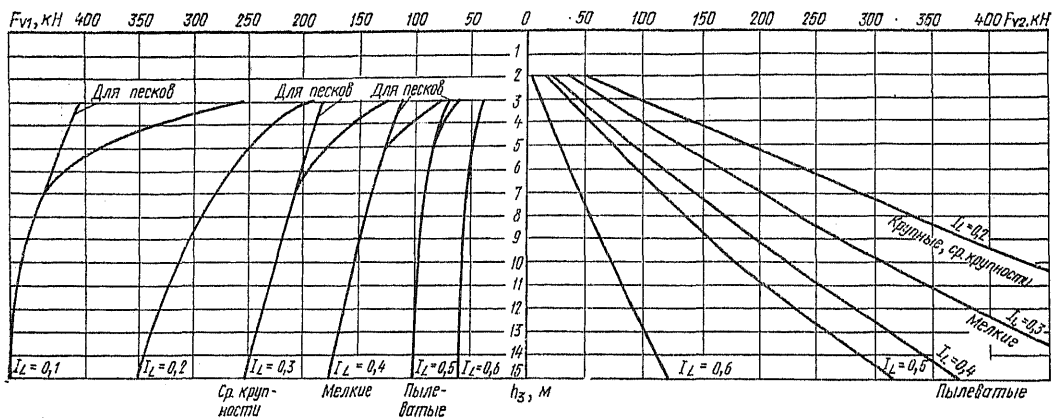


Рис. 8.7. К предварительному определению расчетной нагрузки на забивную сваю сечением 30×30 см по характеристикам грунтов основания

20 000 кН на колонну) зданий и сооружений; для опирающихся на сжимаемый грунт свай, на которые предполагается допустить нагрузки, соответствующие прочности материала на сжатие;

при прорезании лессовых грунтов II типа по просадочности.

В лессовых грунтах II типа по просадочности статические испытания натуральных свай, которые должны полностью прорезать просадочную толщу, следует проводить с длительным полным замачиванием грунтов до проявления просадок и их стабилизации. Размеры замачиваемого котлована в плане принимаются не менее толщины слоя просадочных грунтов. Если по каким-либо причинам проведение статических испытаний на стадии изысканий ока-

зывается невозможным, они должны быть проведены в начальный период строительства.

Статические испытания эталонных свай следует проводить только в процессе изысканий на стадии проекта при двухстадийном проектировании и на стадии рабочей документации при одностадийном проектировании в случаях, когда предполагается проектирование свай длиной до 15 м.

Для крупных объектов испытания эталонных свай следует проводить в сочетании с натурными испытаниями свай в начальный период строительства, что дает существенный экономический эффект.

Статическое зондирование является неотъемлемой частью изысканий на всех стадиях проектирования и должно использоваться для определения несущей способности свай длиной до 15—20 м.

Динамические испытания и расчет по характеристикам грунтов основания могут ис-

ТАБЛИЦА 8.10. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ И ДОСТОВЕРНОСТЬ РАЗЛИЧНЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

Метод	Единица измерения	Средняя продолжительность определения, смен	Средняя стоимость определения, руб.	Машины или оборудование	Относительная (в долях единицы) несущая способность в грунтах	
					глинистых	песчаных
Испытание пробных свай статической нагрузкой	1 испытание	6,5	1023	Кран, копер, балки, компрессор, сварочный агрегат	1	1
Испытание производственных свай статической нагрузкой	то же	6,5	543	Кран, балки, компрессор, сварочный агрегат	1	1
Испытание эталонных свай статической нагрузкой	»	1,5	762	Копер КСМ-12, балки	0,83	0,76
Статическое зондирование грунтов	1 точка зондирования	0,25	54	Установка С-979	0,76	0,73
Расчеты по табл. 1 и 2 СНиП II-17-77	1 расчет	0,1	1,5—2,5	—	0,6	0,65
Динамические испытания свай	1 испытание	0,1	180	Копер	0,62	0,58

пользоваться только для предварительной ориентировочной оценки несущей способности свай. Использование динамических испытаний оправдано в сочетании со статическими испытаниями свай для определения степени неоднородности грунтов в пределах объекта и контроля расчетной нагрузки на производственные сваи, определяемой с учетом поправочного коэффициента, устанавливаемого в сопоставлении со статическими испытаниями.

При наличии нескольких методов определения несущей способности свай их следует

использовать в следующем порядке: статические испытания натуральных свай, статические испытания эталонных свай, статическое зондирование, динамические испытания, расчет по характеристикам грунтов основания. Каждый последующий метод используется для определения расчетной нагрузки при отсутствии предыдущего метода.

Для предварительной оценки целесообразности применения какого-либо вида свайного фундамента расчетную нагрузку на сваю можно принять по табл. 8.11, в которой меньшие значения расчетных нагрузок на сваи со-

ТАБЛИЦА 8.11. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА СВАЮ

Свая	Параметры свай			Нагрузка ² , кН		
	размер сечения или диаметр ¹ , см	длина, м	прочность ствола по материалу, кН	при гравелистых крупных песках и глинистых грунтах с $I_L=0,0\div 0,1$	при песках средней крупности и глинистых грунтах с $I_L=0,2\div 0,3$	при мелких пылеватых песках и глинистых грунтах с $I_L=0,4\div 0,5$
Забивная квадратного сечения по ГОСТ 19804.1—79	25×25	4,5—6	650	600—800	300—400 5—10	150—300 3—5
	30×30	3—12	1000	700—1000	300—600 10—15	200—400 8—10
	35×35	10—16	1850	1300—1850	600—1200 30—50	350—500 15—20
	40×40	13—20	2000	1400—2000	900—1300 35—60	600—800 20—25
Полая круглая по ГОСТ 19804.5—83 и ГОСТ 19804.6—83	40	4—12	1050	600—1050	300—1050 30—50	200—800 20—30
	50	4—12	1350	700—1350	400—1350 60—80	300—1350 30—50
	60	4—12	2000	1000—2000	600—2000 100—150	400—2000 80—100
	80	4—12	3700	1800—3700	1100—3700 200—250	600—3700 120—150
Бутонабивная без уширения	50		1400	200—1200	200—1100 60—80	150—1000 40—60
	60		2000	300—1900	250—1800 100—150	200—1800 80—100
	80	10—30	3500	500—2800	400—2700 200—250	350—2500 100—150
	100		3500	800—3800	600—3500 300—400	550—3300 250—300
	120		8000	1100—4950	900—4500 400	800—4200 300
Бутонабивная с уширенной пятой	50/120 и 50/160		1400	900—1400	650—1400 60—80	500—1400 40—60
	60/160	10—30	2000	1700—2000	1150—2000 100—150	950—200 80—100
	80/180		3500	2000—3500	1500—3500 200—250	1200—3500 100—150

¹ Перед чертой указан диаметр ствола, за чертой — диаметр уширения.

² Над чертой приведены значения вдавливающей нагрузки, под чертой — горизонтальной.

ответствуют более слабым грунтам и меньшим длинам свай, а расчетные нагрузки для буронабивных свай определены для глинистых грунтов.

8.2.2. Расчет свай на горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты

Расчет на горизонтальную нагрузку свай со свободным верхним концом (шарнирное сопряжение сваи с расположенными выше конструкциями) выполняется согласно приложению к СНиП II-17-77 (ниже указываются номера формул из него) в следующем порядке:

определяются исходные расчетные характеристики — коэффициенты постели грунта, прорезаемого сваей и под ее нижним концом, коэффициент деформации, приведенная глубина погружения и условная рабочая ширина сваи [формулы (3)—(6)];

устанавливаются расчетные нагрузки применительно ко второму предельному состоянию;

определяются горизонтальное перемещение и угол поворота сваи на уровне ее верха от действующих расчетных нагрузок [формулы (7) и (8)];

вычисленные перемещения сопоставляются с допустимыми предельными (завершается расчет по второму предельному состоянию);

устанавливаются расчетные нагрузки применительно к первому предельному состоянию;

определяются расчетные усилия, действующие в сечении свай на различной глубине, и давление на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи [формулы (16)—(19)];

производится расчет устойчивости основания, окружающего сваю [формулы (14) и (15)];

по наибольшим расчетным усилиям в сечении проверяется прочность материала свай в соответствии со СНиП 2.02.01-83 и с рекомендациями настоящей главы Справочника (завершается расчет по первому предельному состоянию).

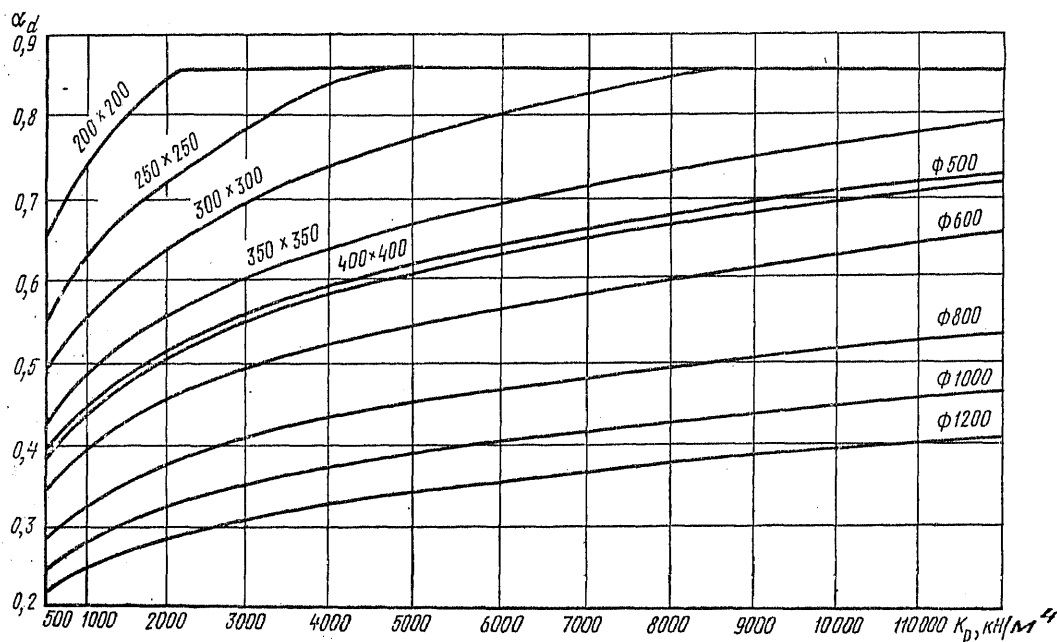


Рис. 8.8. К определению коэффициента деформации α_d

вычисляются горизонтальные перемещения и углы поворота сваи от единичных сил, действующих на уровне поверхности грунта [формулы (11)—(13)];

вычисляются горизонтальное перемещение и угол поворота сваи на уровне поверхности грунта или подошвы низкого ростверка от действующих расчетных нагрузок [формулы (9) и (10)];

При жесткой заделке сваи в ростверке (при отсутствии поворота ее головы) расчет на горизонтальную нагрузку производится в той же последовательности с учетом дополнительного момента, возникающего в голове сваи и направленного в сторону, противоположную направлению горизонтальной силы [формула (20)].

В Руководстве [3] приведен табличный метод расчета свай на горизонтальную нагрузку, ускоряющий расчет.

Для облегчения расчета наиболее распро-

страненных сечений забивных и набивных свай на горизонтальную нагрузку составлены графики для определения:

коэффициента деформации α_d по формуле (6) (рис. 8.8);

горизонтального перемещения сваи u на уровне поверхности грунта по формуле (9) (рис. 8.9);

наибольшего дополнительного момента, возникающего в свае от действия горизонтальной силы на уровне поверхности грунта, по формуле (17) (рис. 8.10);

момента, возникающего в голове сваи при отсутствии ее поворота, по формуле (20) (рис. 8.11).

На рис. 8.8 для определения коэффициента деформации каждая кривая соответствует конкретному сечению сваи. Значение α_d определяется по заданному коэффициенту пропорциональности K_p , откладываемому на оси абсцисс, от которой восстраивается перпендикуляр до пересечения с кривой, соответствующей заданному сечению.

Графики (см. рис. 8.9) для определения горизонтального перемещения сваи на уровне поверхности грунта составлены для свай с приведенной глубиной погружения $d'_p \geq 4$ при $K_p = 500 \div 1200$ кН/м⁴. При промежуточных значениях K_p горизонтальное перемещение устанавливается по линии, соответствующей ближайшим меньшим значениям K_p .

Горизонтальное перемещение u определяется раздельно от горизонтальной силы F_h и момента M_0 , действующих на уровне поверхности грунта, а затем суммируется.

Наибольший дополнительный момент M_c определяется следующим образом: по соответствующему найденному из рис. 8.8 значению α_d на оси абсцисс (рис. 8.10) откладывается заданная величина F_h и из этой точки восстраивается перпендикуляр до пересечения с прямой, соответствующей заданному отношению M_0/F_h ; точка пересечения определяет значение M_c . Отношение M_0/F_h введено для упрощения построения графиков.

Абсолютная величина наибольшего момента, действующего в сечении сваи, определяется как сумма моментов M_0 и M_c .

Между значениями M_c и F_h установлена прямая пропорциональная зависимость и выявлено, что глубина приложения M_c изменяется от $d'_p = 1,3 \div 1,5$ при $M_0/F_h = 0$ до $d'_p = 0,1 \div 0,3$ при $M_0/F_h = 100$. Выполненные расчеты показали, что значение M_c существенно увеличивается с уменьшением коэффициента деформации α_d и отношения M_0/F_h , но незначитель-

но уменьшается с увеличением d'_p от 2,5 до 4. Поэтому решено графики составить для приведенной глубины $d'_p = 4$.

Порядок пользования рис. 8.11 для определения момента, возникающего в голове сваи при отсутствии ее поворота, следующий: на левой половине оси абсцисс откладывается заданное значение F_h , от которого восстраивается перпендикуляр до пересечения с прямой, соответствующей заданной приведенной глубине d'_p , из точки пересечения проводится горизонтальная прямая до прямой, соответствующей заданному коэффициенту α_d , и из этой точки опускается перпендикуляр до оси абсцисс, определяющий величину M_c .

Пример 8.1. Определить горизонтальное перемещение свай с шарнирной заделкой и проверить ее на прочность. Исходные данные: свая С6-30 по ГОСТ 19804.1-79 из бетона М200 и с продольной арматурой 4 \times 10А11 погружена в суглинки с показателем текучести $I_L = 0,35$ на 5,7 м. На уровне поверхности грунта на сваю действует расчетная горизонтальная нагрузка 20 кН и вдавливающая сила 500 кН. Сопряжение с ростверком шарнирное. Коэффициент надежности по нагрузке при расчете по второму предельному состоянию $\gamma_f = 1$, по первому предельному состоянию $\gamma_f = 1,2$. Предельное горизонтальное перемещение сваи на уровне поверхности грунта равняется 1 см.

Решение. По СНиП II-17-77 находим коэффициент пропорциональности:

$$K_p = 5000 + (8000 - 5000) \cdot 1,56/6 = 6000 \text{ кН/м}^4.$$

По рис. 8.8 для свай сечением 30 \times 30 см при $K_p = 6000$ кН/м⁴ определяем коэффициент деформации

$$\alpha_d = 0,8 \text{ м}^{-1}. \text{ Тогда приведенная длина } d'_p = \alpha_d d_p = 0,8 \cdot 5,7 = 4,56.$$

По рис. 8.9 для $d'_p > 4$ и $K_p = 6000$ кН/м⁴ при $F_h = 20$ кН находим горизонтальное перемещение сваи на уровне поверхности грунта $u = 5,5$ мм, что меньше предельного перемещения (1 см).

Определяем нагрузку на сваю для расчета по первому предельному состоянию:

$$F_h = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ кН}; F_v = 500 \cdot 1,2 = 600 \text{ кН}.$$

По рис. 8.10 для $M_0/F_h = 0$ и $\alpha_d = 0,8 \text{ м}^{-1}$ при $F_h = 24$ кН находим наибольший расчетный момент в сечении сваи: $M_d = 23$ кН \cdot м.

По черт. 3 прил. 2 к ГОСТ 19804.1-79 убеждаемся, что при $F_v = 600$ кН и $M = 23$ кН \cdot м прочность материала сваи в эксплуатационный период обеспечивается при стандартном армировании сваи.

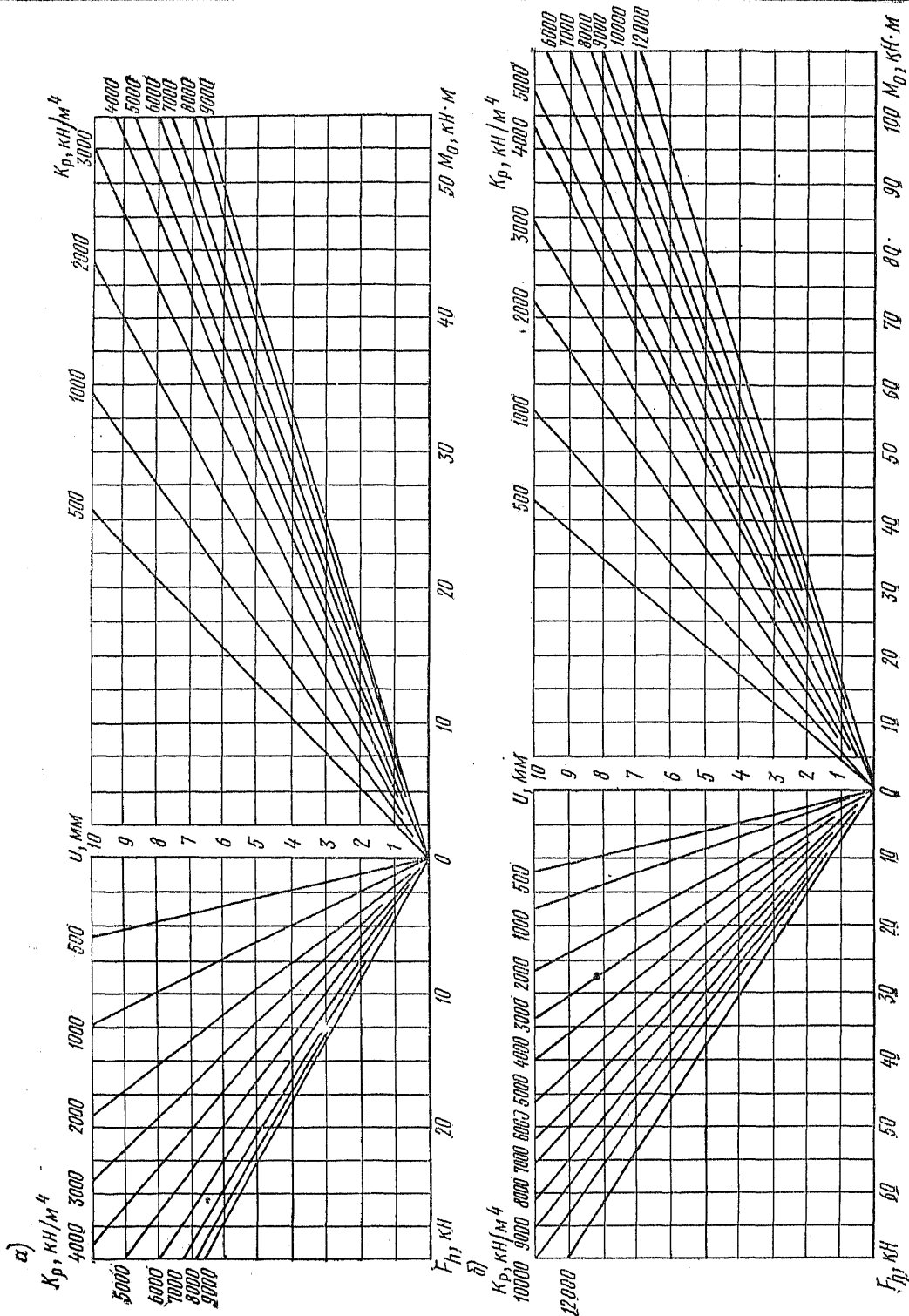
Пример 8.2. Определить горизонтальное перемещение сваи с жесткой заделкой и проверить ее на прочность. Исходные данные: верх сваи жестко заделан в ростверк. Остальные данные те же, что и в примере 8.1.

Решение. По рис. 8.11 для $F_h = 24$ кН, $d'_p = 4$ и $\alpha_d = 0,8 \text{ м}^{-1}$ определяем момент, действующий на сваю в плоскости заделки ее в ростверк при отсутствии поворота головы сваи, $M'_p = -20$ кН \cdot м.

Горизонтальное перемещение верха сваи на уровне поверхности грунта, определенное по рис. 8.9, $u = 5,5$ мм от $F_v = 20$ кН; $u = -2,7$ мм от $M_p = -20$ кН \cdot м. Суммарное перемещение $u = 5,5 - 2,7 = 2,8$ мм, что меньше предельного перемещения 1 см.

Наибольший расчетный момент действует на сваю в плоскости заделки ее в ростверк и равен 24 кН \cdot м.

По черт. 3 прил. 2 к ГОСТ 19804.1-79 убеждаемся, что при $F_v = 600$ кН и $M = 24$ кН \cdot м прочность материала сваи в эксплуатационный период обеспечивается при стандартном армировании сваи.



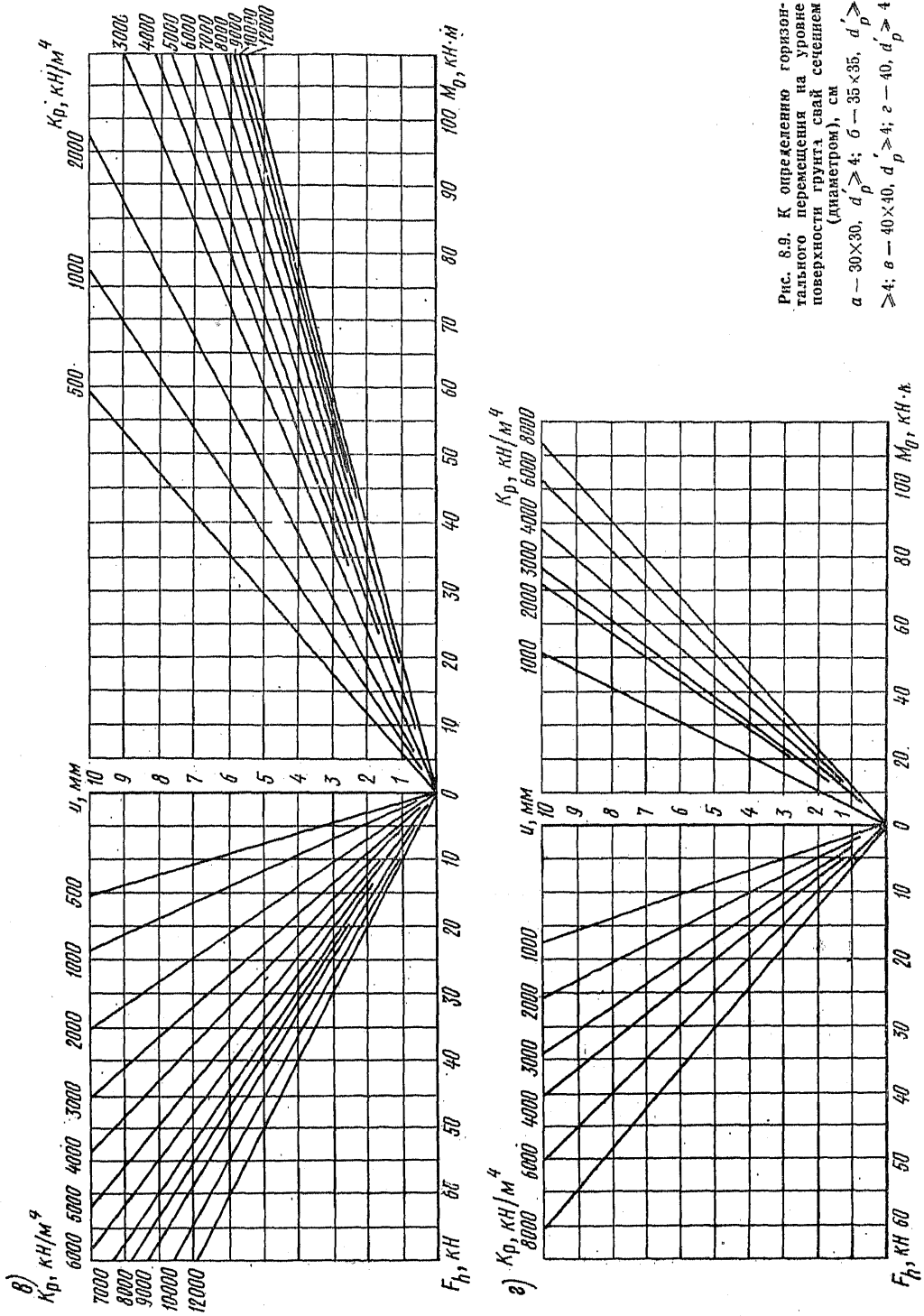
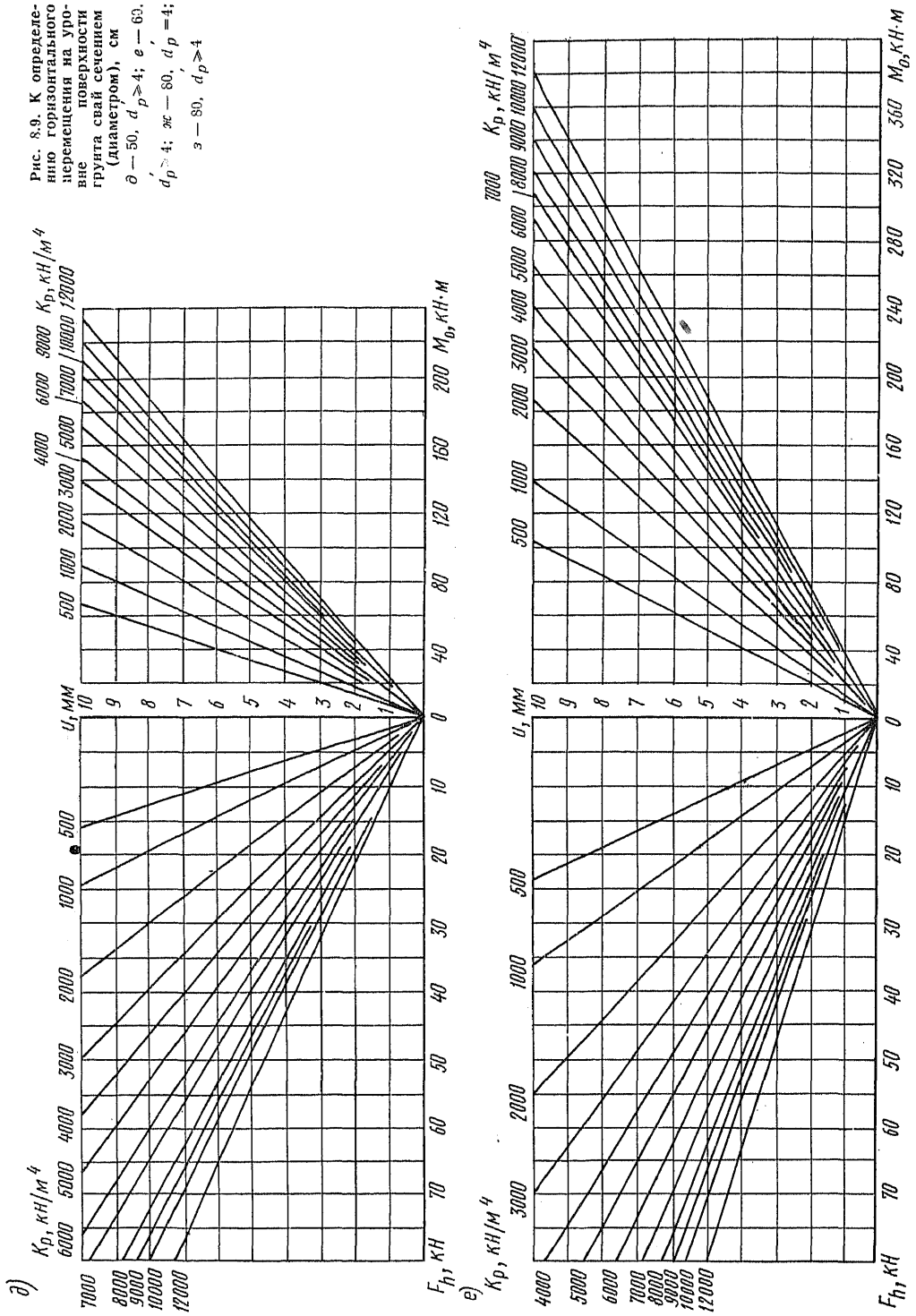
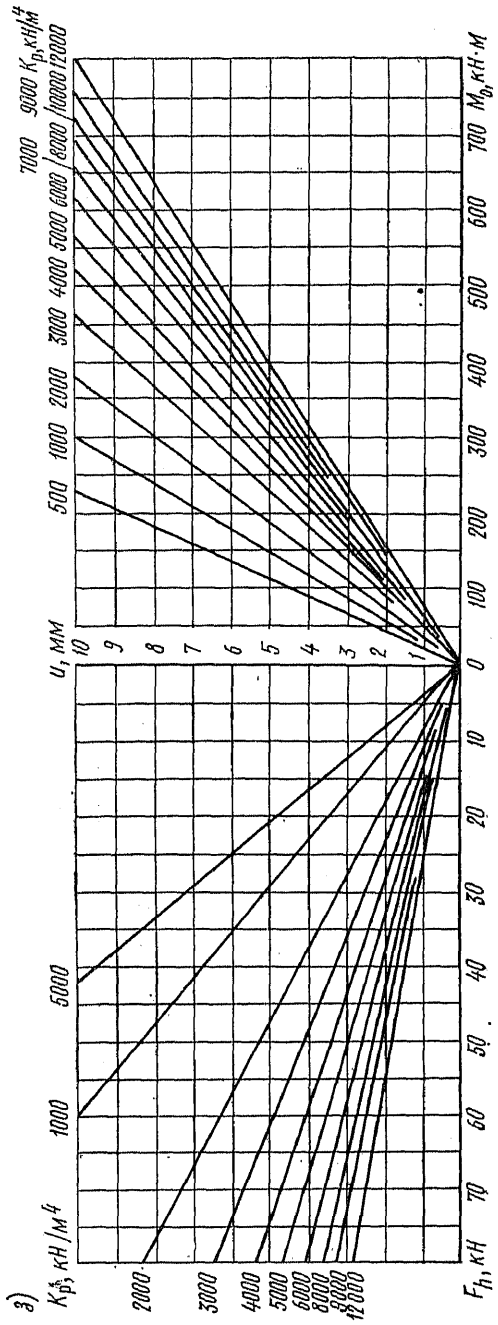
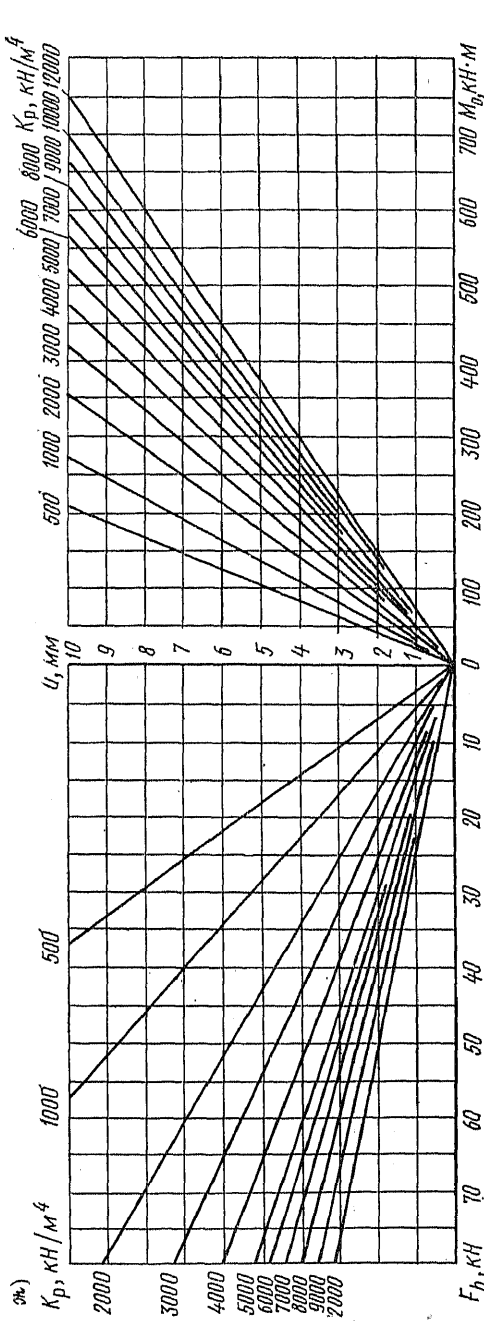
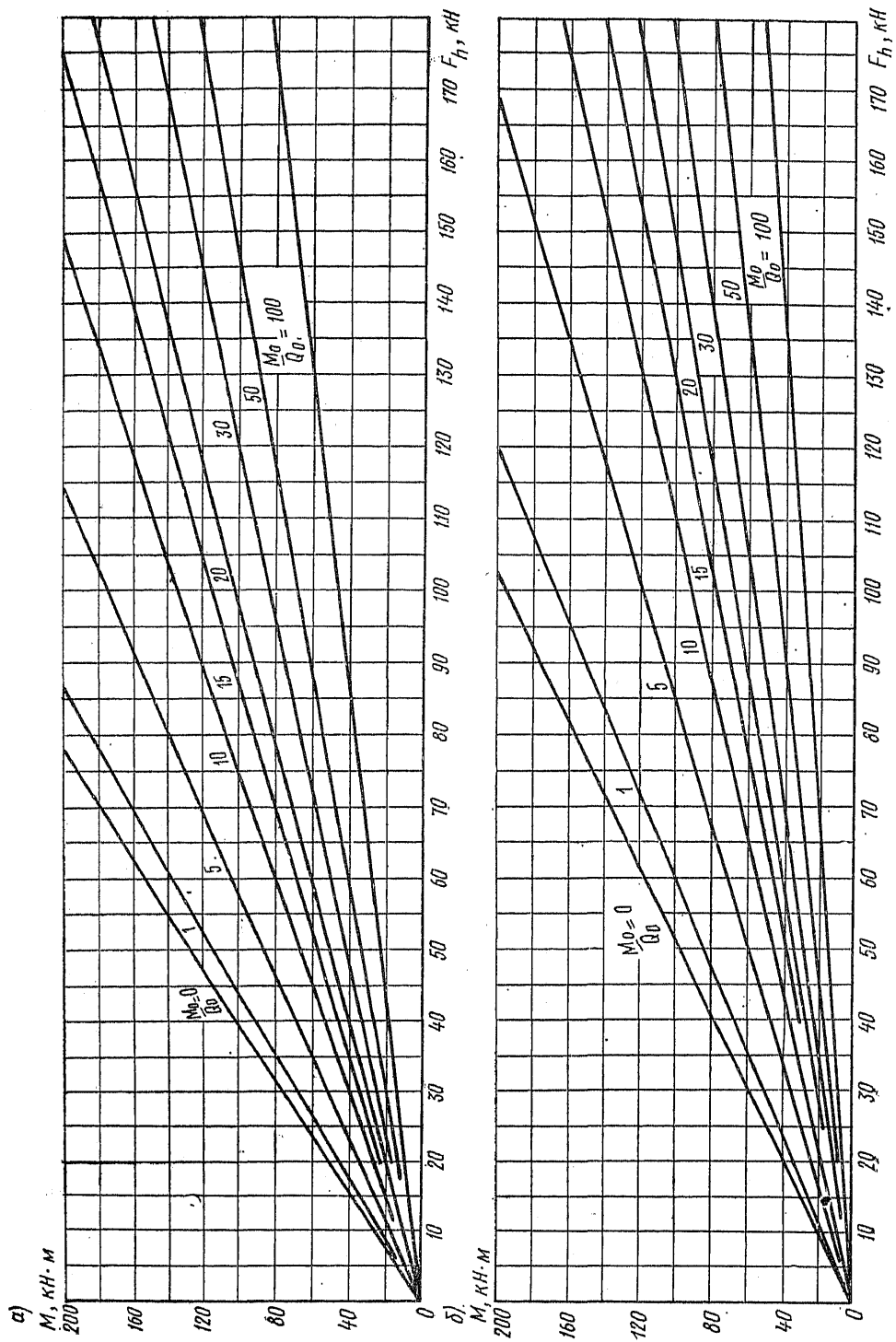


Рис. 8.9. К определению горизонтального перемещения на уровне поверхности грунта свай сечением (диаметром), см
 а — 30×30, $d' \geq 4$; б — 35×35, $d' \geq 4$; в — 40×40, $d' \geq 4$; г — 40, $d' \geq 4$;







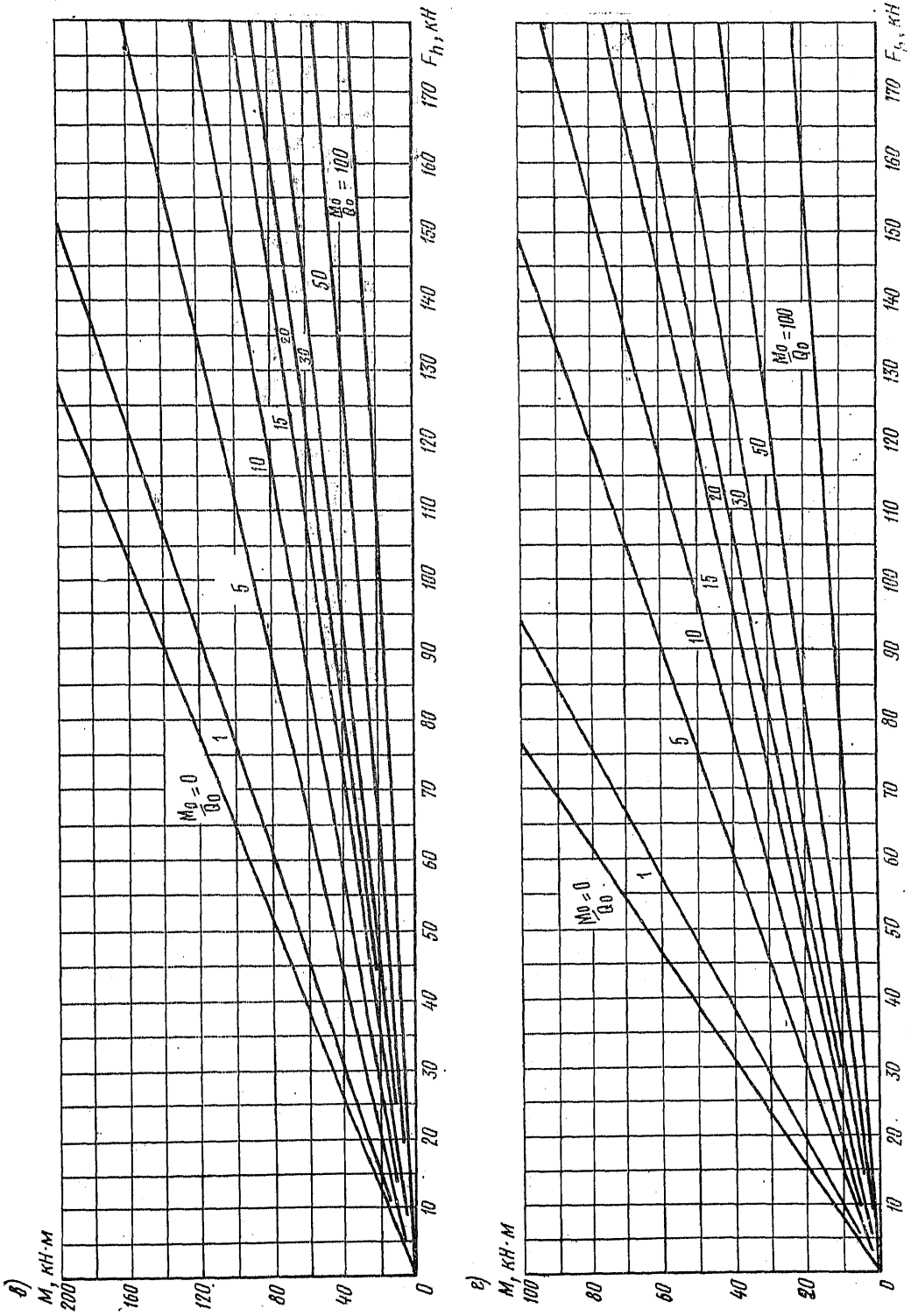


Рис. 8.10. К определению наибольшего дополнительного момента, возникающего в свае от действия горизонтальной силы на уровне поверхности грунта

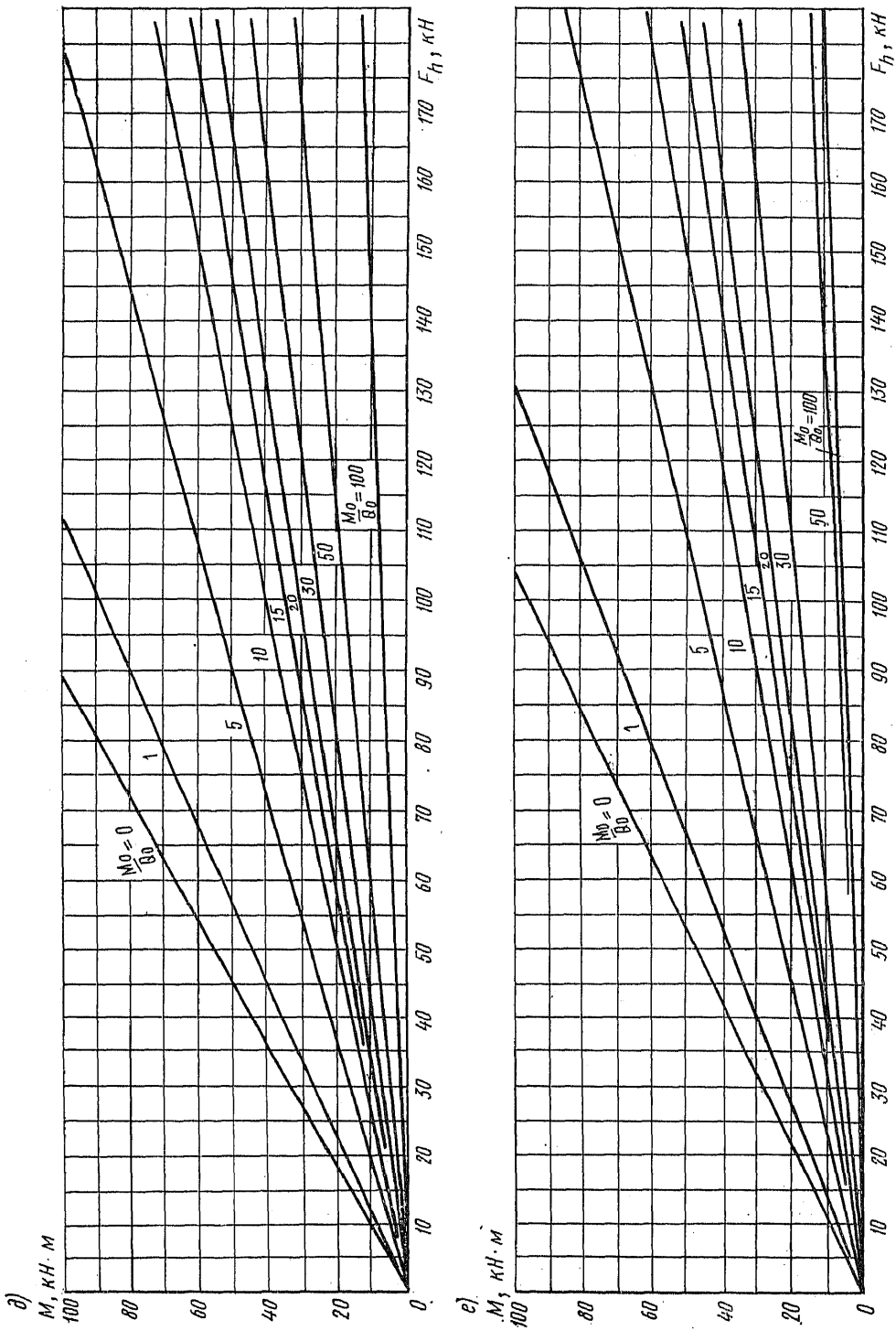


Рис. 8.10. К определению наибольшего дополнительного момента, возникающего в свае от действия горизонтальной силы на уровне поверхности грунта
 а — $\alpha_d = 0,3$; б — $\alpha_d = 0,4$; в — $\alpha_d = 0,5$; г — $\alpha_d = 0,6$; д — $\alpha_d = 0,7$; е — $\alpha_d = 0,8$

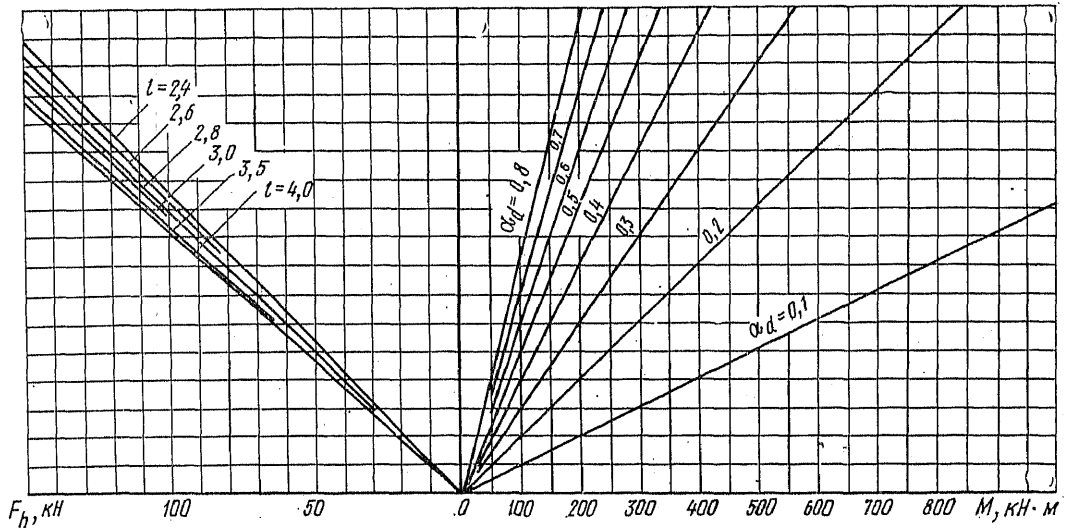


Рис. 8.11. К определению момента, возникающего в голове свай при отсутствии ее поворота

8.2.3. Расчет свай по прочности и раскрытию трещин

Расчет забивных свай по государственным стандартам произведен на усилия, возникающие при подъеме свай на копер за одну точку, расположенную на расстоянии 0,294 длины свай от ее торца:

- по прочности;
- по кратковременному раскрытию трещин до 0,3 мм при ненапрягаемой и стержневой напрягаемой арматуре;
- по образованию трещин при проволочной и канатной арматуре.

Расчет выполнен в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83. При этом коэффициент перегрузки к весу свай принят равным 1, коэффициент динамичности при расчете по прочности — 1,5, при расчете по раскрытию трещин — 1,25.

Для проверки прочности свай при расчетных нагрузках, действующих в строительный и эксплуатационный периоды, составлены графики, приведенные:

для забивных свай квадратного и полого сечения и свай-оболочек — в соответствующих ГОСТ 19804.1—79 — ГОСТ 19804.6—83;

для забивных свай сечением 35×35 и 40×40 см с повышенным продольным армированием — на рис. 8.12;

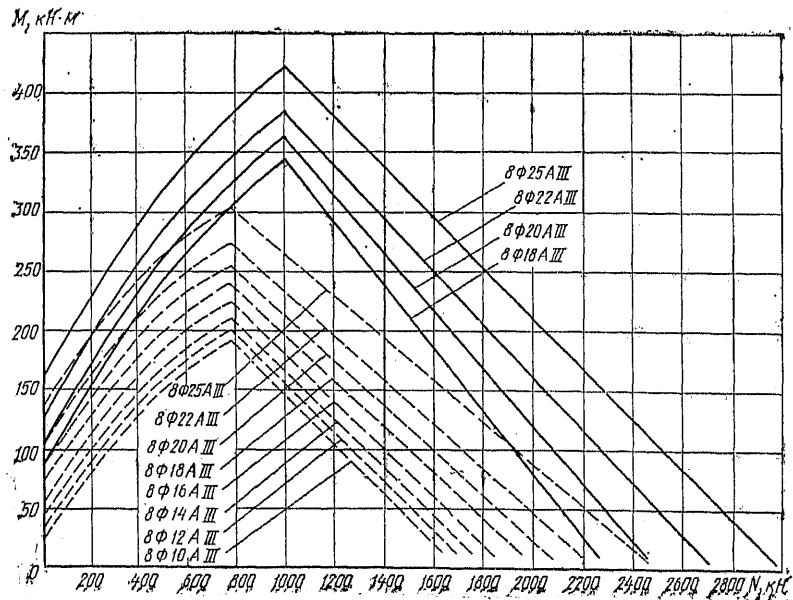
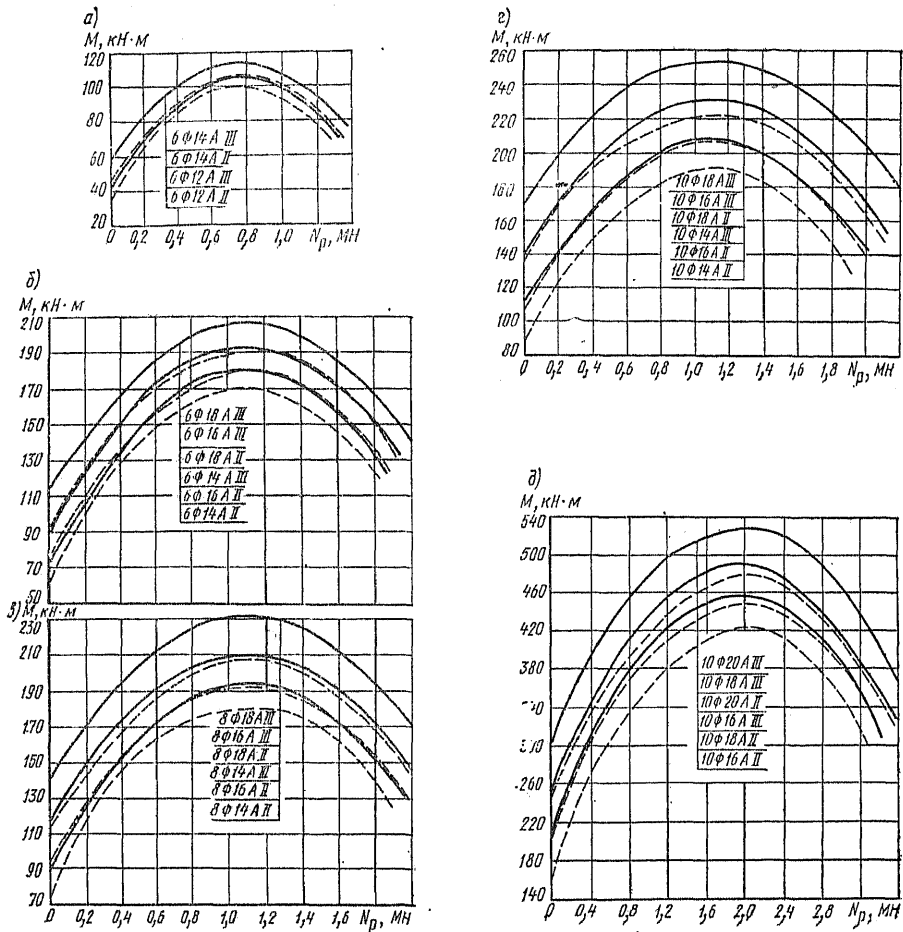


Рис. 8.12. К определению прочности материала свай сечением 35×35 см (пунктирные линии) и 40×40 см (сплошные линии) с повышенным продольным армированием



для буронабивных свай — на рис. 8.13.

Все графики составлены без учета продольного изгиба свай из условия, что она полностью погружена в грунт.

Графики, приведенные в ГОСТах, позволяют также проверить свай с напрягаемой проволоочной и канатной арматурой на образование трещин, а остальные свай на длительные раскрытие трещин до 0,2 мм.

Порядок пользования графиками следующий: находится точка пересечения расчетных значений изгибающего момента M и вдавливающей силы, действующей на сваю N_p , откладываемых на оси ординат и оси абсцисс; кривая сверху, ближайшая к точке пересечения, соответствует требуемому армированию свай.

Свай квадратного сечения с увеличенным продольным армированием допускается принимать в безростверковых фундаментах, сваях-колоннах и при воздействии повышенных горизонтальных нагрузок.

Проверка составных свай серии 1.011.1-7 по прочности и раскрытию трещин производится по чертежам прил. 2 к ГОСТ 19804.1—79

при продольном армировании верхнего звена. Определенная по графикам прочность материала составных свай должна снижаться на 20 % на каждый стык.

8.2.4. Расчет осадок свайных фундаментов

Осадка фундамента из свайных свай рассчитывается как для условного фундамента на естественном основании, заложенного на отметке нижних концов свай, в соответствии с п. 7 СНиП II-17-77 (указания п. 7 правильнее относить только к расчету осадки свайного куста).

Ленточные свайные фундаменты (одно — трехрядовые) следует рассчитывать в соответствии с рекомендациями п. 7 Руководства [3].

Фундаменты из свайных полей размером более 10×10 м рекомендуется рассчитывать по схеме линейно-деформируемого слоя в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83. При этом размеры условного фундамента следует принимать равными размеру ростверка в плане, а расчет производить по среднему давлению на основание в плоскости подошвы плитного рост-

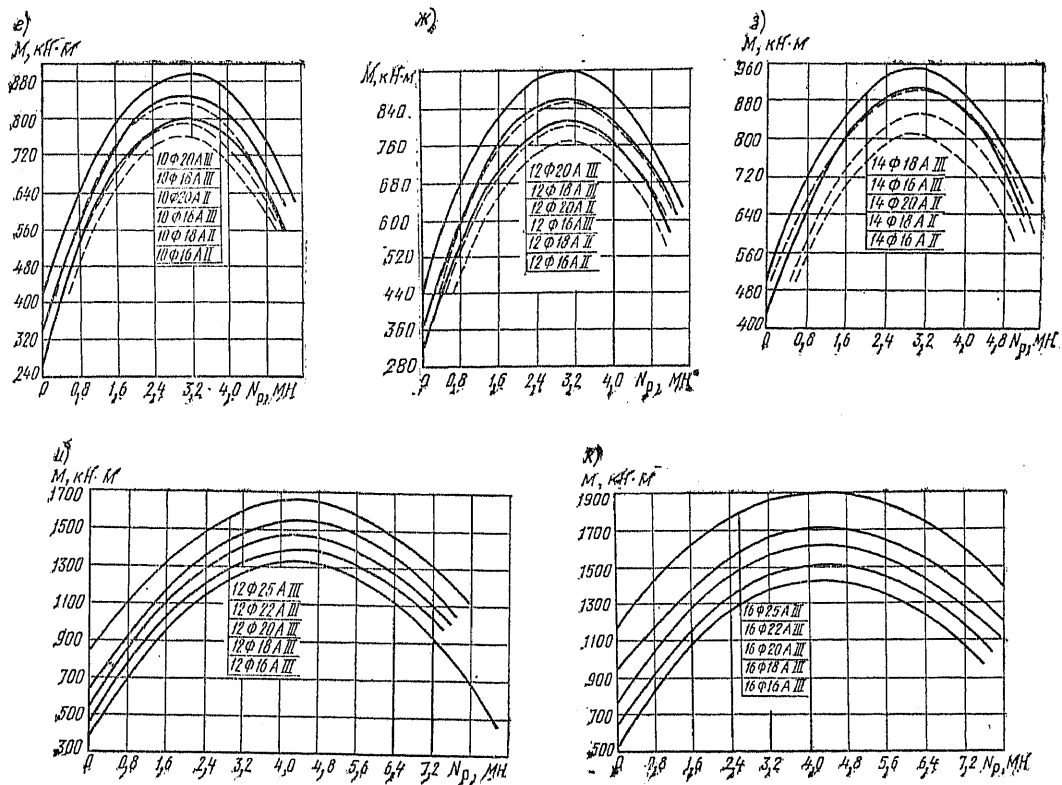


Рис. 8.13. К определению прочности материала буронабивных свай, изготовляемых сухим способом из бетона марки М200, различным диаметром

а — 500 мм; б — 600 мм с 6 стержнями; в — 600 мм с 8 стержнями; г — 600 мм с 10 стержнями; д — 800 мм с 10 стержнями; е — 1000 мм с 10 стержнями; ж — 1000 мм с 12 стержнями; з — 1000 мм с 14 стержнями; и — 1200 мм с 12 стержнями; к — 1200 мм с 16 стержнями

верка, увеличив расчетную толщину слоя на величину, равную глубине погружения свай, и приняв модуль деформации слоя, прорезаемого сваями, равным бесконечности или модулю деформации материала свай. При этом расчетная толщина слоя принимается по формуле (8) прил. 2 к СНиП 2.02.01-83:

$$H = (H_0 + \psi b) k_p, \quad (8.2)$$

где ψ — коэффициент, принимаемый для песчаных и глинистых грунтов соответственно равным: 0,10 и 0,15 при расчетном модуле деформации сжимаемой толщи $E > 20$ МПа; 0,50 и 0,75 при $E < 20$ МПа; H_0 — параметр, принимаемый для песчаных грунтов равным 6 м, а для глинистых 9 м; $k_p = 1,2$.

Расчетный модуль деформации грунта сжимаемой толщи вычисляется по СН 261-77, согласно которым модуль деформации, определенный по данным изысканий, умножается на повышающий коэффициент 1,5 для песчаных и крупнообломочных грунтов, 1,3 для твердых и полутвердых глинистых грунтов и 1,2 для тугопластичных глинистых грунтов.

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю в свайном поле, определяется по формуле (1) СНиП II-17-77:

12*

$$F_D = F / \lambda_D, \quad (8.3)$$

где F — расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи; λ_D — коэффициент надежности по грунту, принимаемый во всех случаях равным 1.

Пример 8.3. Требуется определить осадку фундамента. Расчетные нагрузки на фундамент силосного корпуса размером в плане 36×24 м равны: 1-е сочетание $N = 310\,000$ кН; 2-е сочетание $N = 236\,000$ кН; $M = 642\,000$ кН·м; $F_h = 3200$ кН; $G = 15\,000$ кН; коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,25$. Грунты основания представлены мягкопластичными суглинками мощностью 5 м с характеристиками: $\gamma_{II} = 17,9$ кН/м³; $\phi = 12^\circ$; $c_I = 0,012$ МПа; $e = 1,05$; $I_L = 0,75$; $E = 5$ МПа; $\nu = 0,35$. Грунты основания подстилаются пластичными супесями мощностью 25 м с характеристиками: $\gamma_{II} = 19,1$ кН/м³; $\phi = 21^\circ$; $c_{II} = 0,003$ МПа; $e = 0,65$; $I_L = 0,40$; $E = 12$ МПа; $\nu = 0,30$. Фундамент принят из свай марки С6-30 по ГОСТ 19804.1-79. Несущая способность свай $F = 500$ кН определена по данным статических испытаний. Глубина заложения свай $d = 7$ м. Высота ростверка $h_c = 1,5$ м.

Решение. Расчетная нагрузка на сваю, допускаемая по грунту, $F_D = F / \lambda_D = 500 / 1 = 500$ кН.

Требуемое число свай при 1-м сочетании нагрузок с учетом веса ростверка

$$n = (N + G\gamma_f) / F_D = (310\,000 + 15\,000 \cdot 1,25) / 500 = 658 \text{ шт.}$$

Принимаем шаг свай вдоль меньшей стороны 1,2 м, вдоль большей стороны 1,25 м. Общее число свай $30 \cdot 22 = 660$ шт. Размеры ростверка в плане $38,2 \times 26,2$ м.

Расчетная нагрузка, передаваемая на сваю при 2-м сочетании нагрузок,

$$N_p = (N + G\gamma_f) / n + (M + F_h h_c) l_{i \max} / \sum l_i = \\ = (236\,000 + 15\,000 \cdot 1,25) / 660 + (642\,000 + 3200 \cdot 1,5) \times \\ \times 12,6 / 38\,258 = 593 \text{ кН} < 1,2 F = 600 \text{ кН;}$$

здесь l_i — расстояние от центра тяжести свайного поля до оси свай.

Расчетное сопротивление грунта основания в плоскости нижних концов свай определяем по формуле (7) СНиП 2.02.01—83, из табл. 4 которого $M_{\gamma} = 0,56$; $M_q = 3,24$; $M_c = 5,84$ и из табл. 3 $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1$. Тогда

$$R = \gamma_{c1} \gamma_{c2} (M_{\gamma} k_2 b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}) / k = \\ = 1,1 \cdot 1 (0,56 \cdot 1 \cdot 26,2 \cdot 19,1 + 3,24 \cdot 7 \cdot 17,9 + 5,84 \cdot 3) / 1,1 = \\ = 704 \text{ кПа} = 0,7 \text{ МПа}.$$

Среднее давление на основание от сооружения с учетом веса плитного ростверка (15 000 кН), свай (10 000 кН) и грунтов в межсвайном пространстве (107 000 кН):

$$p = (N/\gamma_f + G)/A = (310\,000/1,15 + \\ + 132\,000)/(38,2 \cdot 26,2) = 0,38 \text{ МПа} < R = 0,7 \text{ МПа}.$$

Следовательно, расчет деформаций основания допускается вести по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины.

Проверяем давление под краем условного фундамента при частичном загрузении силосного корпуса и действии ветра:

$$p = (N/\gamma_f + G)/A + M/(\gamma_f W) = \\ = (236\,000/1,25 + 132\,000)/(38,2 \cdot 26,2) + \\ + 642\,000 \cdot 6/(1,25 \cdot 38^2 \cdot 26,2) = 322 + 81 = 403 \text{ кПа} = \\ = 0,4 \text{ МПа} < 1,2R.$$

Расчетная толщина слоя по формуле (8.2)

$$H = 9 + 0,75 \cdot 26,2 = 28,6 \text{ м}.$$

Среднее давление под подошвой ростверка

$$p = (N/\gamma_f + G)/A = (31\,000/1,25 + \\ + 15\,000)/(38,2 \cdot 26,2) = 263 \text{ кПа} = 0,263 \text{ МПа}.$$

Расчетная осадка фундамента по СНиП 2.02.01-83

$$s = b p M \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} = 2620 \cdot 0,263 \times \\ \times 0,8 \frac{0,507}{12} = 23,3 \text{ см} < s_u = 40 \text{ см}.$$

Если под нижними концами свай залегают грунты с модулем деформации $E \geq 20$ МПа и доля временной многократно прилагаемой нагрузки не превышает 40 % общей нагрузки, осадку фундамента из свайного поля допускается определять по формуле

$$s = 0,12 p b / E, \quad (8.4)$$

где p — среднее давление на основание на уровне подошвы плитного ростверка, МПа; b — ширина или диаметр плитного ростверка, см; E — средневзвешенный модуль деформации сжимаемой толщи под нижними концами свай, равной ширине или диаметру ростверка.

При разнородном основании модуль деформации

$$E = [E_1 h_1 k_1 + E_2 h_2 k_2 + \\ + \dots + E_i (b - \sum h_{i-1}) k_i] / b, \quad (8.5)$$

где E_1, E_2, \dots, E_i — модули деформации соответствующих слоев; h_1, h_2, \dots, h_i — толщина слоев; k_1, k_2, \dots, k_i — коэффициенты, принимаемые в зависимости от глубины расположения слоя;

Глубина расположения слоя (в долях от b)

0—0,2	0,2—0,4	0,4—0,6	0,6—0,8	0,8—1	
k_i	1	0,85	0,6	0,5	0,4

Формула (8.4) получена экспериментальным путем на основании обработки результатов наблюдений за осадками силосных корпусов, промышленных труб и многоэтажных зданий, возведенных на фундаментах из свайных полей.

Многочисленные факторы (вид, размер, жесткость и число свай, расстояние и взаимовлияние между ними, вид и жесткость ростверка и др.), влияющие на осадку куста свай, можно учесть воспользовавшись методом Х. Паулоса [4], разработанным для песчаных и глинистых грунтов, за исключением рыхлых песков и илов.

Расчет осадки свайного фундамента по методу Паулоса проводится в следующем порядке:

вычисляется коэффициент жесткости свай

$$k = E_p k_a / E, \quad (8.6)$$

где k_a — коэффициент сплошности, равный для сплошных свай 1;

ТАБЛИЦА 8.12. КОЭФФИЦИЕНТ ВЛИЯНИЯ I НА ОСАДКУ ВИСЯЧИХ СВАЙ В ПОЛУБЕСКОНЕЧНОМ ПРОСТРАНСТВЕ

$\frac{l_p}{b_p}$	Значение I при k				
	10	100	1000	10 000	100 000
1	0,522	0,470	0,463	0,463	0,463
2	0,441	0,384	0,363	0,362	0,361
5	0,371	0,262	0,221	0,219	0,219
10	0,340	0,182	0,147	0,142	0,142
25	0,300	0,146	0,065	0,075	0,075
50	0,260	0,132	0,062	0,046	0,044
100	0,206	0,115	0,052	0,029	0,026
200	0,154	0,097	0,047	0,021	0,016

по табл. 8.12 находится коэффициент влияния I в зависимости от k и отношения l_p/b_p (отношение длины к диаметру свай);

определяется осадка одиночной свай

$$s_p = N_p I / (b_p E); \quad (8.7)$$

по табл. 8.13 для висячих свай или по табл. 8.14 для свай-стоек находится коэффициент постели k_s ;

определяется осадка куста свай в несущем слое

$$s_1 = k_s s_p; \quad (8.8)$$

по табл. 8.15 в зависимости от отношений l_i/b_p и l_p/b_p находится значение l'_p/l_p , и, вычислив с использованием этого значения отношение l'_p/b_p , по отношению h/l'_p определяем значение I_h по табл. 8.16;

вычисляется осадка подстилающего слоя

$$s_2 = \sum N_p I_h / (l'_p E); \quad (8.9)$$

находится полная осадка куста свай как сумма осадок куста в несущем и подстилающем слое.

ТАБЛИЦА 8.13. КОЭФФИЦИЕНТ k_s ДЛЯ КУСТОВ ВИСЯЧИХ СВАЙ С ЖЕСТКИМ РОСТВЕРКОМ

l_p	l_i	Значение k_s при числе свай в кусте															
		4				9				16				25			
		и коэффициенте k															
b_p	b_p	10	100	1000	10 000	10	100	1000	10 000	10	100	1000	10 000	10	100	1000	10 000
10	2	1,83	2,25	2,64	2,62	2,78	3,80	4,42	4,48	3,76	5,49	6,40	6,53	4,75	7,20	8,48	8,68
	5	1,40	1,73	1,88	1,90	1,83	2,49	2,82	2,86	2,26	3,25	3,74	3,82	2,68	3,98	4,70	4,75
	10	1,21	1,39	1,48	1,50	1,42	1,76	1,97	1,99	1,63	2,14	2,46	2,46	1,85	2,53	2,95	2,95
25	2	1,99	2,14	2,65	2,87	3,01	3,64	4,84	5,29	4,22	5,38	7,44	8,10	5,40	7,25	9,28	11,25
	5	1,47	1,74	2,09	2,19	1,98	2,61	3,48	3,74	2,46	3,54	4,96	5,34	2,95	4,48	6,50	7,03
	10	1,25	1,46	1,74	1,78	1,49	1,96	2,57	2,73	1,74	2,46	3,42	3,63	1,98	2,98	4,28	4,50
50	2	2,43	2,31	2,55	3,01	3,91	3,79	4,52	5,66	5,58	5,65	7,05	8,94	7,26	7,65	9,91	12,65
	5	1,73	1,81	2,10	2,44	2,46	2,76	3,51	4,29	3,16	3,72	5,11	6,37	3,88	4,74	6,64	8,67
	10	1,38	1,50	1,78	2,04	1,74	2,04	2,72	3,29	2,08	2,59	3,73	4,65	2,49	3,16	4,76	6,04
100	2	2,56	2,31	2,26	3,16	4,43	4,05	4,11	6,15	6,42	6,74	6,50	9,92	8,48	8,40	10,26	14,35
	5	1,88	1,88	2,01	2,64	2,80	2,94	3,38	4,87	3,74	4,05	4,98	7,54	4,68	5,16	6,75	10,55
	10	1,47	1,56	1,76	2,28	1,96	2,17	2,73	3,93	2,45	2,80	3,81	5,82	2,98	3,68	5,00	7,88

ТАБЛИЦА 8.14. КОЭФФИЦИЕНТ k_s ДЛЯ КУСТОВ СВАЙ-СТОЕК С ЖЕСТКИМ РОСТВЕРКОМ

l_p	l_i	Значение k_s при числе свай в кусте															
		4				9				16				25			
		и коэффициенте k															
b_p	b_p	10	100	1000	10 000	10	100	1000	10 000	10	100	1000	10 000	10	100	1000	10 000
10	2	1,52	1,14	1,00	1,00	2,02	1,31	1,00	1,00	2,38	1,49	1,00	1,00	2,70	1,63	1,00	1,00
	5	1,15	1,08	1,00	1,00	1,23	1,12	1,02	1,00	1,30	1,14	1,02	1,00	1,33	1,15	1,00	1,00
	10	1,02	1,01	1,00	1,00	1,04	1,02	1,00	1,00	1,04	1,02	1,00	1,00	1,03	1,02	1,00	1,00
25	2	1,86	1,62	1,06	1,00	2,84	2,57	1,16	1,00	3,70	3,28	1,33	1,00	4,48	4,13	1,60	1,00
	5	1,36	1,38	1,08	1,00	1,67	1,70	1,16	1,00	1,94	2,00	1,23	1,00	2,15	2,23	1,28	1,00
	10	1,14	1,15	1,04	1,00	1,23	1,26	1,06	1,00	1,30	1,33	1,07	1,00	1,33	1,38	1,00	1,00
50	2	2,49	2,24	1,59	1,00	4,06	3,59	1,96	1,00	5,83	5,27	2,61	1,00	7,62	7,00	3,41	1,00
	5	1,78	1,73	1,32	1,00	2,56	2,56	1,72	1,00	3,28	3,38	2,16	1,00	4,04	4,23	2,63	1,00
	10	1,39	1,43	1,21	1,00	1,78	1,87	1,46	1,00	2,20	2,29	1,71	1,00	2,62	2,71	1,97	1,00
100	2	2,64	2,26	1,81	1,00	4,40	3,96	3,06	1,00	6,24	5,89	4,61	1,00	8,18	7,91	6,40	1,00
	5	1,86	1,84	1,67	1,00	2,71	2,77	2,62	1,00	3,64	3,74	3,47	1,00	4,33	4,68	4,45	1,00
	10	1,44	1,44	1,46	1,00	1,84	1,99	1,98	1,00	2,21	2,48	2,53	1,00	2,53	2,98	3,10	1,0

ТАБЛИЦА 8.15. ЗНАЧЕНИЯ ОТНОШЕНИЙ l'_p/l_p

l_p/b_p	l'_p/l при l_i/l_p						
	3	4	5	7	10	20	30
	10	0,85	0,75	0,65	0,30	0,00	—
25	0,90	0,85	0,80	0,75	0,50	0,00	—
100	0,95	0,95	0,90	0,88	0,83	0,55	0,50

ТАБЛИЦА 8.16. КОЭФФИЦИЕНТ ВЛИЯНИЯ I_k

h/l'_p	Значение I_k при l'_p/b'_p		
	1	2	5
1	0,42	0,62	0,94
1,5	0,40	0,50	0,60
2	0,30	0,30	0,30
3	0,20	0,20	0,20
4	0,14	0,14	0,14
5	0,10	0,10	0,10

Расчетная осадка одиночной сваи может быть заменена осадкой одиночной сваи от расчетной нагрузки при статическом испытании.

Пример 8.4. Определить осадку куста из девяти свай длиной по 10 м, размером сечения 30×30 см, заглубленных на 2 м в полутвердые моренные суглинки, коэффициент пористости которых $e=0,55$, а модуль деформации $E=45$ МПа. Расстояние между

сваями $l_i=1,05$ м. Ширина ростверка 2,7 м. Модуль деформации свай $E_p=26 500$ МПа. Расчетная нагрузка на одну сваю $N_p=800$ кН.

Решение. Коэффициент жесткости свай

$$k = 26 500 \cdot 1/45 = 588.$$

При $l_p/b_p = 10/0,3 = 33$ по табл. 8.12 находим: $I = 0,10$. Осадка одиночной сваи куста по формуле (8.7)

$$s_p = \frac{800 \cdot 10^3 \cdot 0,1}{30 \cdot 10^{-2} \cdot 45 \cdot 10^6} = 0,006 \text{ м} = 0,6 \text{ см.}$$

При $l_p/b_p = 33$; $l_i/b_p = 1,05/0,3 = 3,5$ и $k = 588$ по табл. 8.13 находим $k_s = 3,64$.

Осадка куста в несущем слое по формуле (8.8)

$$s_1 = 3,64 \cdot 0,6 = 2,2 \text{ см.}$$

По табл. 8.15 находим $i'_p/l_p = 0,89$ и определяем $i'_p = 0,89 \cdot 10 = 8,9 \text{ м.}$

Приведенный диаметр фундамента

$$b'_p = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 2,7^2 / 3,14} = 3,05 \text{ м.}$$

При $h/l'_p = 1$ и $l'_p/b'_p = 8,9/3,05 = 2,9$ по табл. 8.16 находим $l_k = 0,72$.

Осадка подстилающего слоя по формуле (8.9)

$$s_2 = \frac{7200 \cdot 10^3 \cdot 0,72}{8,9 \cdot 45 \cdot 10^6} = 0,013 \text{ м} = 1,3 \text{ см.}$$

Суммарная осадка фундамента

$$s = s_1 + s_2 = 2,2 + 1,3 = 3,5 \text{ см.}$$

Для более точного прогнозирования осадки сооружения на свайных фундаментах необхо-

димо достоверное определение модуля деформации E , а также правильный учет толщины сжимаемого слоя и взаимного влияния смежных сооружений.

Если под слоем грунта, в который заглублены сваи, залегают более слабые слои, то осадку сооружения следует рассчитывать двумя способами: общепринятым и от приведенной расчетной нагрузки, распределенной равномерно по всей площади сооружения, принятой в этом случае расчетную ширину фундамента равной ширине сооружения.

8.2.5. Расчет кренов свайных фундаментов

Расчет крена свайного фундамента производится так же, как и условного фундамента на естественном основании, заложенного на отметке нижних концов, в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83. Этот метод не отве-

ТАБЛ И Ц А 8.17. ЗНАЧЕНИЯ БЕЗРАЗМЕРНОГО КОЭФФИЦИЕНТА i_0

v	$\frac{2b}{b}$	i_0 при b/b							
		0,20	0,50	1,00	1,40	1,80	2,40	3,20	5,00
0,25	0,01	0,663	0,625	0,561	0,517	0,481	0,436	0,389	0,317
	0,5	0,328	0,361	0,389	0,387	0,377	0,356	0,328	0,278
	1,0	0,312	0,308	0,309	0,309	0,305	0,295	0,279	0,243
	1,5	0,309	0,293	0,279	0,272	0,266	0,258	0,245	0,218
	2,0	0,308	0,288	0,266	0,265	0,246	0,235	0,223	0,199
	2,5	0,307	0,286	0,261	0,246	0,235	0,222	0,209	0,186
	3,0	0,306	0,285	0,258	0,241	0,228	0,214	0,199	0,176
	3,5	0,306	0,284	0,256	0,238	0,224	0,208	0,193	0,169
	4,0	0,305	0,284	0,255	0,237	0,222	0,205	0,188	0,163
	4,5	0,305	0,283	0,254	0,235	0,220	0,202	0,185	0,159
5,0	0,305	0,283	0,253	0,235	0,219	0,201	0,182	0,156	
6,0	0,305	0,283	0,253	0,234	0,218	0,199	0,180	0,151	
0,30	0,01	0,667	0,627	0,561	0,519	0,481	0,436	0,389	0,317
	0,5	0,340	0,374	0,402	0,399	0,388	0,365	0,336	0,283
	1,0	0,324	0,318	0,320	0,310	0,306	0,305	0,288	0,250
	1,5	0,320	0,303	0,289	0,282	0,276	0,267	0,254	0,225
	2,0	0,318	0,298	0,276	0,264	0,255	0,247	0,231	0,206
	2,5	0,317	0,296	0,270	0,265	0,243	0,230	0,216	0,193
	3,0	0,316	0,295	0,266	0,250	0,236	0,221	0,206	0,183
	3,5	0,316	0,294	0,265	0,247	0,232	0,216	0,200	0,170
	4,0	0,316	0,293	0,263	0,245	0,230	0,212	0,195	0,169
	4,5	0,316	0,293	0,263	0,243	0,228	0,209	0,191	0,165
5,0	0,315	0,293	0,262	0,242	0,227	0,208	0,189	0,162	
6,0	0,315	0,292	0,261	0,241	0,225	0,205	0,186	0,157	
0,35	0,01	0,671	0,629	0,562	0,519	0,482	0,436	0,389	0,317
	0,5	0,351	0,388	0,416	0,412	0,399	0,375	0,344	0,288
	1,0	0,334	0,328	0,332	0,322	0,328	0,316	0,297	0,257
	1,5	0,330	0,313	0,299	0,292	0,286	0,277	0,263	0,232
	2,0	0,328	0,308	0,285	0,273	0,264	0,253	0,240	0,213
	2,5	0,327	0,305	0,278	0,263	0,251	0,238	0,224	0,200
	3,0	0,326	0,304	0,275	0,258	0,244	0,229	0,214	0,189
	3,5	0,326	0,303	0,273	0,254	0,240	0,223	0,206	0,181
	4,0	0,325	0,302	0,271	0,252	0,237	0,220	0,201	0,175
	4,5	0,325	0,302	0,271	0,251	0,235	0,216	0,198	0,171
5,0	0,325	0,302	0,270	0,250	0,234	0,214	0,195	0,167	
6,0	0,324	0,301	0,270	0,249	0,232	0,212	0,192	0,162	
0,40	0,01	0,675	0,630	0,563	0,519	0,482	0,437	0,390	0,317
	0,5	0,360	0,400	0,430	0,424	0,440	0,384	0,351	0,294
	1,0	0,342	0,337	0,343	0,343	0,329	0,326	0,306	0,264
	1,5	0,338	0,321	0,307	0,301	0,296	0,286	0,272	0,239
	2,0	0,336	0,316	0,293	0,281	0,272	0,261	0,248	0,220
	2,5	0,335	0,313	0,286	0,270	0,259	0,245	0,231	0,206
	3,0	0,334	0,312	0,282	0,265	0,251	0,236	0,220	0,195
	3,5	0,334	0,311	0,280	0,261	0,246	0,229	0,213	0,187
	4,0	0,334	0,310	0,279	0,259	0,243	0,225	0,207	0,181
	4,5	0,333	0,310	0,278	0,258	0,241	0,222	0,203	0,176
5,0	0,333	0,309	0,277	0,258	0,240	0,220	0,201	0,172	
6,0	0,333	0,309	0,276	0,256	0,238	0,218	0,197	0,167	

чает реальным условиям работы сооружения с глубоко заложеными фундаментами.

Автором работы [4] разработан метод расчета крена прямоугольного фундамента, а авторами работы [1] — круглого фундамента.

Крен прямоугольного свайного фундамента определяется по формуле

$$i = 8i_0 (1 - \nu^2) M / (EI^2 b \gamma_f), \quad (8.10)$$

где l и b — длина и ширина фундамента; ν — коэффициент Пуассона; M — момент, действующий на фундамент; i_0 — безразмерный коэффициент, определяемый по табл. 8.17.

Пример 8.5. Определить крен фундамента из свайного поля размером в плане $33,2 \times 26,2$ м, характеристики которого приведены в примере 8.3.

Решение. При $2d/b = 2,7/26,2 = 0,38$; $l/b = 33,2/26,2 = 1,5$ и $\nu = 0,35$ по табл. 8.17 находим $i_0 = 0,42$. Тогда

$$i = \frac{8 \cdot 0,42 (1 - 0,35^2) 642 \cdot 10^7}{120 \cdot 3820^3 \cdot 2620 \cdot 1,25} = 0,0033 < i_u = 0,004.$$

Крен прямоугольного фундамента вычисляется по выражению

$$i = i_0 (1 - \nu^2) M / (Er^3 \gamma_f), \quad (8.11)$$

где r — радиус фундамента; i_0 — коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения глубины заложения фундамента d к его радиусу r при коэффициенте Пуассона $\nu = 0,30$:

d/r	0,01	0,5	1	2	3
i_0	0,540	0,362	0,265	0,231	0,232
d/r	4	5	7	10	
i_0	0,235	0,237	0,240	0,242	

при значениях $\nu = 0,25$; $0,35$; $0,40$ табличные значения умножаются соответственно на коэффициенты, равные $0,966$; $1,035$; $1,065$.

8.2.6. Расчет железобетонных ростверков

В зависимости от условий работы железобетонные ростверки подразделяются на ленточные ростверки под кирпичные и крупноблочные стены, ленточные ростверки под крупнопанельные стены, безростверковые свайные фундаменты под крупнопанельные стены, в которых в качестве ростверка работает панель здания, и на плитные ростверки под колонны каркасных зданий.

Методика расчета ленточных ростверков и безростверковых свайных фундаментов детально изложена в прил. 9, 10, 12 Руководства [3]. В прил. 11 того же Руководства изложены основные положения по расчету ростверков под колонны, на основании которых расчет ростверка производится в следующем порядке: на продавливание колонной; на продавливание угловой сваей; на поперечную силу в наклонных сечениях; на изгиб; на местное сжатие под торцом сборной колонны; на прочность стальной части; на раскрытие трещин.

На продавливание колонной ростверк (рис. 8.14) рассчитывается по формуле

$$N = 2R_{bt} h_0 [\alpha_1 (b_c + c_2) + \alpha_2 (d_c + c_1)], \quad (8.12)$$

где N — расчетная продавливающая нагрузка, равная удвоенной сумме реакций всех свай, расположенных с одной наиболее нагруженной стороны от оси колонны за пределами нижнего основания пирамиды

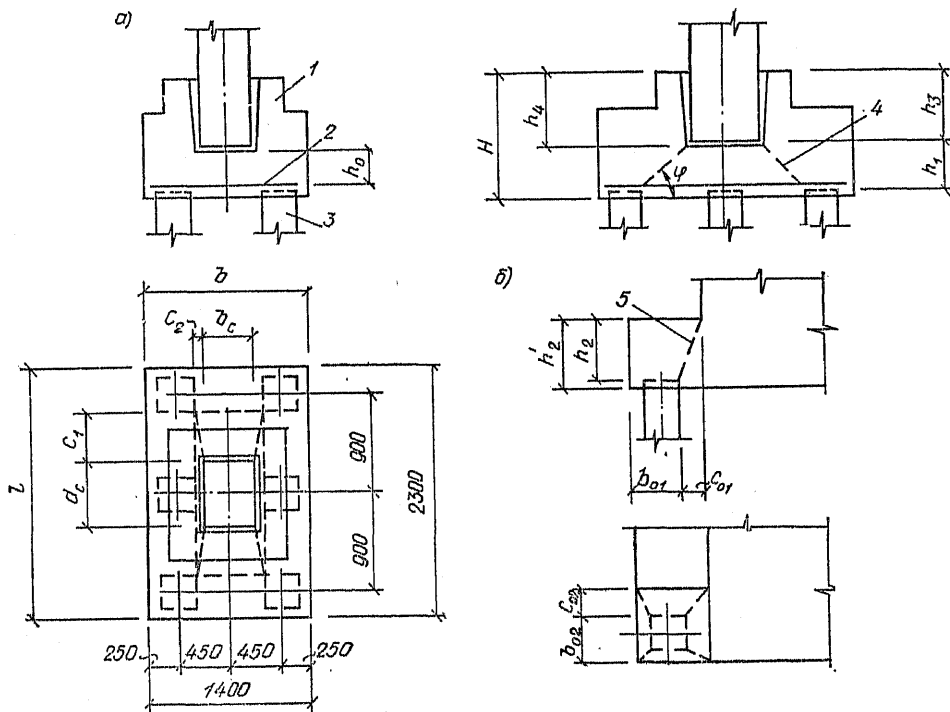


Рис. 8.14. Свайный фундамент со стаканым ростверком

a — общий вид; b — расчетная схема ступени; 1 — ростверк; 2 — арматура; 3 — свая; 4 — пирамида продавливания колонной; 5 — то же, угловой сваей

продавливания; подсчитывается от усилий, действующих в плоскости верха фундамента; h_0 — рабочая высота ростверка, принимаемая от верха нижней рабочей арматурной сетки до дна стакана при сборной колонне и до верха ростверка при монолитной и стальной колонне; b_c , d_c — ширина и высота сечения колонны; a_1 , a_2 — расстояния от соответствующих граней колонн до внутренних граней каждого ряда свай, принимаемые от $0,4h_0$ до h_0 ; α_1 , α_2 — безразмерные коэффициенты, равные $\alpha_i = h_0/c_i$ и принимаемые от 2,5 до 1; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению.

Для стаканного ростверка при $e > 0,5 d_c$ максимальный момент в плоскости верха ростверка допускается принимать

$$M = 0,5 d_c N. \quad (8.13)$$

При продавливании колонной составных ростверков их рабочая высота принимается как для цельных ростверков той же высоты.

Минимальная толщина дна стакана принимается равной 40 см.

Расчет на продавливание угловой сваей плитной части ростверка (рис. 8.14) производится по формуле

$$N_p = R_{bt} h_2 [\beta_1 (b_{02} + c_{02}/2) + \beta_2 (b_{01} + c_{01}/2)], \quad (8.14)$$

где N_p — расчетная нагрузка на угловую сваю, подсчитанная от нагрузок, действующих в плоскости низа ростверка; h_2 — высота ступени ростверка от верха сваи; b_{01} , b_{02} — расстояния от внутренних граней угловой сваи до ближайших наружных граней ростверка; c_{01} , c_{02} — расстояния от внутренних граней сваи до ближайших граней ступени ростверка или подколоники, принимаемые от $0,4h_2$ до h_2 ; β_1 , β_2 — безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения h_2/c :

h_2/c	β_i	h_2/c	β_i	h_2/c	β_i	h_2/c	β_i
1,0	0,60	1,4	0,76	1,8	0,89	2,2	0,97
1,1	0,65	1,5	0,80	1,9	0,91	2,3	0,98
1,2	0,69	1,6	0,83	2,0	0,93	2,4	0,99
1,3	0,73	1,7	0,86	2,1	0,95	2,5	1,00

На поперечную силу в наклонных сечениях ростверка рассчитывается по формуле

$$\Sigma N_p = m b h_{01} R_{bt}, \quad (8.15)$$

где ΣN_p — расчетная нагрузка на все находящиеся за пределами наклонного сечения сваи, которая определена от нагрузок, действующих в плоскости низа ростверка; b — ширина ростверка (для ступенчатых ростверков с разной шириной ступеней принимается приведенная величина b'); h_{01} — рабочая высота рассматриваемого сечения ростверка; m — безразмерный коэффициент, отвечающий условию $0,75 R_{bt} b h_{01} \leq k_3 R_{bt} b h_0^2 / c \leq 2,5 R_{bt} h_0$ (здесь $k_3 = 1,5$ принят как для сплошных плит) и принимаемый в зависимости от отношения h_0/c :

h_0/c	m	h_0/c	m	h_0/c	m	h_0/c	m	h_0/c	m
1,67	2,50	1,45	2,18	1,20	1,80	0,95	1,43	0,70	1,06
1,65	2,48	1,40	2,10	1,15	1,73	0,90	1,35	0,65	0,98
1,60	2,40	1,35	2,03	1,10	1,65	0,85	1,28	0,60	0,90
1,55	2,33	1,30	1,95	1,05	1,58	0,80	1,20	0,55	0,83
1,50	2,25	1,25	1,88	1,00	1,50	0,75	1,13	≤ 0,50	0,75

Расчетный изгибающий момент определяется в сечениях по граням колонн и ступеней от расчетных нагрузок на сваи, умноженных на расстояния от оси сваи до соответствующих граней ступени или колонны.

При действии на сваю расчетных выдерживающих нагрузок ростверк должен рассчитываться на изгиб от действия отрицательных реакций свай.

Расчет ростверков на местное сжатие (смятие) под торцом сборной колонны выполняется в соответствии со СНиП 2.02.01-83 по формуле

$$N = 2 R_{bt} A_c, \quad (8.16)$$

где N — расчетная нагрузка, действующая в сечении колонны на уровне верха ростверка; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; A_c — площадь сечения колонны (для двухветвевой колонны, у которой отсутствует распорка внизу, площадь ветвей колонны).

Расчет продольной арматуры стаканной части ростверка производится в соответствии с указаниями СНиП II-21-75 на внецентренное сжатие коробчатого сечения в плоскости заделанного торца колонны. Аналогично рассчитывается подколоники под стальную и монолитную железобетонную колонну.

Минимальные размеры сечения продольной арматуры стенок стакана или подколоники составляют 0,05 % расчетных размеров сечения бетона. Поперечное армирование стенок стакана определяется по расчетному моменту, действующему относительно торца колонны и вычисляемому по формулам:

при $d_c/2 > e \geq d_s/6$

$$M_c = M + Q h_c - 0,7 N_p e; \quad (8.17)$$

при $e \geq d_c/2$

$$M_c = 0,8 (M + Q h_c - N_p d_c/2), \quad (8.18)$$

где $e = M/N_p$ — эксцентриситет приложения внешних нагрузок; M , N_p , Q — расчетные нагрузки, действующие на отметке верха стакана; d_c , h_c — длина стороны сечения и глубина заделки колонны.

Площадь сечения поперечной арматуры определяется по формуле

$$A_s = M_c / (R_s \Sigma z_i), \quad (8.19)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению; z_i — расстояние от каждой сетки до торца колонны.

При $e \leq d_c/6$ поперечное армирование стенок стакана выполняется конструктивно двумя сетками. Стенки стакана допускается не армировать, если отношение толщины стенок стакана к высоте его уступа или к глубине стакана более 0,75.

При применении ростверков в агрессивной среде их следует рассчитывать по раскрытию трещин согласно указаниям СНиП 2.02.01-83.

Пример 8.6. Рассчитать ростверк размером в плане 240×150 см при размере подколоники 120×90 см из бетона марки М200. Размеры колонны: $d_c = 60$ см; $b_c = 40$ см. Расчетная нагрузка на ростверк $N = 4200$ кН, $M = 250$ кН·м, $F_h = 60$ кН, заделка колонны $h_3 = 85$ см, глубина стакана $h_4 = 90$ см. Куст из шести свай сечением 30×30 см, расстояние между сваями $l_i = 90$ см (см. рис. 8.14).

Решение. Принимаем конструктивную высоту ростверка $h = h_3 + 45$ см = 135 см, $a_0 = 7$ см. Расчетные усилия в сваях от нагрузок на уровне верха ростверка

$$N_{pi} = N/n + M l_{i,max} / \sum l_i^2 = 4200/6 \pm 250 \cdot 0,9/3,24 = 700 \pm 70 \text{ кН.}$$

Расчетное продавливающее усилие, действующее на ростверк,

$$\Sigma N_{pi} = 770 \cdot 4 + 700 \cdot 2 = 4480 \text{ кН.}$$

Расчетное продавливающее усилие, воспринимаемое ростверком, определяется по формуле (8.12). Принимаем $h_0 = 38$ см. Тогда

$$N = 2 \cdot 7,5 \cdot 3,8 [1(40 + 15) + 2,5(60 + 38)] = 1710 \text{ кН,}$$

где $c_1 = 45$ см; $c_2 = 10$ см; $\alpha_1 = 38/45 < 1$; $\alpha_2 = 38/10 = 2,5$. Принимаем $c_1 = 38$ см; $c_2 = h/\alpha_2 = 38/2,5 = 15$ см. Поскольку $N = 1710$ кН $< \Sigma N_{pi} = 4480$ кН, высота ростверка недостаточна. Увеличиваем h_0 до 68 см, тогда $c_2 = 68/2,5 = 27$ см; $\alpha_1 = 68/45 = 1,5$; $\alpha_2 = 2,5$, $c_1 = 45$ см. Принимаем марку бетона М300 и получаем:

$$N = 2 \cdot 10 \cdot 68 [1,5(40 + 27) + 2,5(60 + 45)] = 4937 \text{ кН} > \Sigma N_{pi} = 4480 \text{ кН.}$$

Общая высота ростверка из бетона М300 по условию продавливания колонной $h_c = h_0 + a_0 + h_4 = 68 + 7 + 90 = 165$ см. Вес ростверка и грунта на его обрезах $G = 120$ кН. Расчетные усилия в сваях от нагрузок на уровне низа ростверка с учетом веса ростверка и грунта на обрезах:

$$N_{pi} = (N + G \gamma_f) / n + (M + F_h h_c) l_{i,max} / \sum l_i = (4200 + 150) / 6 + (250 + 60 \cdot 1,65) \cdot 0,9 / 3,24 = 725 \pm 97 \text{ кН.}$$

Принимаем высоту ступени ростверка $h'_0 = 75$ см и проверяем прочность ступени на продавливание угловой сваей, заделанной в ростверк на 5 см; $F_v = 823$ кН; $b_{01} = b_{02} = 45$ см; $c_{01} = 15$ см; $c_{02} = 0$; $h_2 = 75 - 5 = 70$ см; $h_2/c_{01} = 70/15 > 2,5$. Принимаем для $h_2/c_{01} = 2,5$ (см. стр. 184) $\beta_1 = \beta_2 = 1$; $c_{01} = c_{02} = h_2/2,5 = 22$ см; $N_p = 10 \cdot 70 \cdot 2 \cdot 1(45 + 22/2) = 826$ кН $> F_v = 823$ кН.

Проверяем высоту ступени по поперечной силе. Для $h_0/c = 68/15 > 1,67$ находим $m = 2,5$ (см. стр. 184). Тогда $\Sigma N_p = 2,5 \cdot 1,50 \cdot 68 \cdot 10 = 2550$ кН $> 2F_v = 1646$ кН.

Высота ступени $h_2 = 75$ см достаточна. Изгибающие моменты относительно грани ступени и колонны соответственно:

$$M_1 = 2 \cdot 823 \cdot 0,3 = 494 \text{ кН·м;}$$

$$M_2 = 2 \cdot 823 \cdot 0,6 = 988 \text{ кН·м.}$$

Требуемая расчетная площадь сечения продольной арматуры класса А-III подошвы ростверка принимается наибольшей из двух:

$$A_1 = \frac{M_1}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{494 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 68 \cdot 3700} = 21,8 \text{ см}^2;$$

$$A_2 = \frac{M_2}{0,9 h_0 R_s} = \frac{988 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 158 \cdot 3700} = 18,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру $7 \varnothing 20$ АIII; $A_s = 21,99$ см². Остальные расчеты по армированию ростверка проводятся аналогично.

8.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При проектировании свайных фундаментов производят следующие работы: собирают и изучают исходные данные;

предварительно выбирают типы свайных фундаментов, «несущего слоя» и определяют отметки нижних концов свай;

предварительно назначают глубины заложения ростверков, определяют размеры свай и расчетные нагрузки на них;

проводят технико-экономическое обоснование принятого решения;

рассчитывают число свай под несущей конструкцией;

рассчитывают и проектируют ростверки; уточняют длины свай и проектируют свайное поле;

оформляют документацию на свайные фундаменты, подсчитывают объемы работ и составляют сметную документацию.

8.3.1. Исходные данные для проектирования

Проектирование свайных фундаментов должно проводиться на основании полноценных исчерпывающих исходных данных, от которых в значительной степени зависит экономичность проектного решения.

Исходные данные для проектирования должны содержать:

отчет об инженерно-геологических изысканиях на участке проектируемого объекта, включающий необходимые данные о физико-механических характеристиках грунтов, прорезаемых сваями и находящимися под нижними концами свай в пределах сжимаемой толщи, о гидрогеологических условиях площадки (уровень подземных вод, источники их питания, связь с ближайшими водоемами, химический состав воды, прогнозирование изменения уровня подземных вод), результаты статического или динамического зондирования, результаты испытаний опытных натуральных или эталонных свай;

генплан площадки, на котором нанесены контуры и оси объекта, геологические выработки, привязанные к осям, планировочные отметки и даны сведения о ближайших построенных и предполагаемых к строительству подземных сооружениях;

общее конструктивное решение надземной части объекта;

чертежи подземной части объекта с указанием несущих конструкций, их размеров и отметок низа, размеров и глубины заложения подземных помещений, каналов и фундаментов оборудования, расположения проемов в стенах, абсолютной отметки пола 1-го этажа или верха фундамента;

данные о расчетных нагрузках на фундаменты в необходимых сочетаниях с указанием доли временных нагрузок и цикличности их

действия, а также о расчетных нагрузках на полы и местах их приложения;

характеристики фундаментов с расчетными нагрузками на них для сооружений, расположенных вблизи проектируемого объекта, с целью определения их влияния на осадку проектируемого объекта;

сведения о возможном изменении в период эксплуатации нагрузок на фундаменты и характера их воздействия.

Для получения исчерпывающих материалов изыскания должны проводиться по заданию проектной организации — автора проекта фундаментов. В задании указываются:

наименование объекта и его местоположение;

стадия проектирования;

характеристика объекта (назначение, серия, класс по капитальности, габариты, этажность, шаг несущих конструкций);

назначение и заглубление подземных помещений, каналов, фундаментов оборудования;

ориентировочные нагрузки от основных несущих конструкций и технологического оборудования;

предполагаемые типы фундаментов;

предполагаемые планировочные отметки;

абсолютные и относительные предельные деформации объекта;

особые требования к изысканиям, вызванные специфичностью расположения или уникальностью объекта (например, в оползневых или карстовых районах).

8.3.2. Выбор типа свайных фундаментов и нагрузок на них

Свайные фундаменты подразделяются на два типа: безростверковые и с ростверками.

К безростверковым относятся конструкции со сваями-колоннами и конструкции, состоящие из одиночных свай, насадок и колонн.

К конструкциям с ростверками относятся конструкции из свайных групп (кустов) с уменьшенным числом свай (не более 2—4 шт.) с высокой несущей способностью, объединенных железобетонным ростверком, а также свайных групп (количество свай более 4 шт.), в которых максимально используется прочность материала свай и грунтов основания.

В конструкции фундаментов типа свая-колонна могут быть использованы забивные железобетонные призматические сваи сплошного сечения.

В конструкции фундаментов типа свая—насадка—колонна могут быть использованы практически все конструкции свай, за исключе-

нием свай с центральным армированием и свай квадратного сечения с круглой полостью, имеющих ограничения на применение по прочности на вертикальные и горизонтальные нагрузки, а также по видам грунтов.

В конструкции фундаментов типа свайный куст с уменьшенным числом свай с высокой несущей способностью, а также типа свайный куст с высокой степенью использования прочности свай и грунтов несущего слоя (ростверк-колонна) могут быть использованы все конструкции свай, а сваи с центральным армированием и сваи квадратного сечения с круглой полостью применимы для легких производственных зданий.

При выборе типа свайных фундаментов и соответствующих конструкций свай необходимо предварительно проанализировать нагрузки на фундаменты и условия их приложения. Анализ нагрузок состоит в первую очередь в выявлении определяющего вида нагрузок: осевых (сжимающих или выдергивающих) и горизонтальных.

Если, например, определяющим видом нагрузок на свайные фундаменты будут являться горизонтальные нагрузки, то следует ориентироваться на применение свай больших сечений или диаметров.

В случае если определяющим видом нагрузок будут являться осевые сжимающие нагрузки, то следует ориентироваться на применение свай, опирающихся на прочные грунты, в том числе забивных или буронабивных с уширением (если их применение возможно по грунтовым условиям и если имеется соответствующее оборудование).

При значительных выдергивающих нагрузках конструкции и параметры свай следует назначать из условия восприятия сваями этих выдергивающих нагрузок: буронабивные сваи или сваи-оболочки большого диаметра с развинутой боковой поверхностью, сваи с уширением в нижней части или сваи с анкером в нижней части и т. п.

Анализ нагрузок на фундаменты должен проводиться с учетом особенностей, которые могут возникнуть в строительный и эксплуатационный периоды. Например, могут возникнуть случаи обнажения свай на большую глубину в зонах сооружения заглубленных технологических помещений (тоннелей, подвалов) до монтажа каркаса здания или после его осуществления.

Рассмотрение типов фундаментов следует начинать с конструкций фундаментов с минимальным числом свай, увеличивая затем их число или изменяя конструкции свай при необходимости.

8.3.3. Выбор несущего слоя грунтов и определение размеров свай

В большинстве случаев сваи применяются для прорезания ненормируемых и слабых грунтов (насыпных, рыхлых песчаных, илов, торфов, текучих глинистых и т. п.) и передачи нагрузки от здания или сооружения на прочные грунты основания.

Так как в общей стоимости свайных фундаментов стоимость свай составляет до 70 %, рациональность конструкции свайных фундаментов определяется максимальным использованием прочности материала свай и грунтов основания при минимальных площади сечения и длине свай, а также минимальных удельных расходах материалов и характеризуется показателями технического уровня. Эти показатели следующие:

коэффициент использования прочности материала свай и грунтов основания

$$K_s = F_{h1}/F_{h2},$$

где F_{h1}, F_{h2} — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, соответственно по грунту и материалу свай; $K_s \leq 1$;

коэффициент использования несущей способности свай

$$K_p = N_p/F_{h1},$$

где N_p — фактическая нагрузка на сваю от здания; $K_p \leq 1,2$;

коэффициент унификации, учитывающий степень использования несущей способности свай в разнонагруженных фундаментах зданий и сооружений,

$$K_u = \sum K_{pi} n_i / \sum n_i,$$

где K_{pi} — коэффициент использования несущей способности свай в i -м фундаменте; n_i — число фундаментов в здании и сооружении; $K_u \leq 1,2$;

удельный расход материалов q (бетон, сталь) в расчете на единицу действующей нагрузки (осевой вдавливающей, горизонтальной).

Предварительная оценка расчетных нагрузок, допускаемых на сваи различных видов в различных грунтовых условиях, может быть принята по табл. 8. 11. Целесообразность применения свай и свайных фундаментов для случаев, когда определяющими будут осевые сжимающие нагрузки, можно установить при использовании показателей технического уровня, приведенных в табл. 8.18 и 8.19.

После предварительного выбора типа конструкций и размеров свай по табл. 8.18 и 8.19 необходимо уточнить принятые размеры расчетом по СНиП II-17-77.

8.3.4. Проектирование свайного поля и ростверков

Основная задача проектирования свайного поля и ростверков сводится к максимальному

использованию допускаемой на сваю расчетной нагрузки, обеспечению равнопрочности сваи по грунту и материалу, определению оптимальных типоразмеров свай и ростверков и их унификации, обеспечению минимального заложения ростверков и наименьших объемов земляных работ.

Под сооружениями с несущими стенами сваи располагаются, как правило, в один ряд. Не следует допускать недониспользование несущей способности свай более чем на 15 %, перегрузку свай от постоянных и длительных нагрузок более чем на 5 %, от кратковременных нагрузок более чем на 20 %.

Для каркасных сооружений число свай в кустах должно быть минимальным. Не рекомендуется принимать число свай в кустах с нагрузкой до 10 000 кН более 16 шт. при сечении 30×30 см, более 12 шт. при сечении 35×35 см, более 9 шт. при сечении 40×40 см или диаметре 50—60 см.

В табл. 8.20 и 8.21 приведены параметры унифицированных кустов из забивных свай квадратного сечения для одноэтажных и многоэтажных зданий, в табл. 8. 22 и 8.23 — унифицированных кустов из буронабивных свай без уширения и с уширенной пятой, в табл. 8.24 — унифицированных кустов из полых круглых свай и свай-оболочек. Данные этих таблиц облегчают определение передаваемой на сваю расчетной нагрузки по формуле

$$N_p = N/n \pm k_x M_x \pm k_y M_y, \quad (8.20)$$

где N_p, M_x, M_y — расчетные нагрузки, действующие на фундамент на отметке низа ростверка; n — число свай в кусте; k_x и k_y — коэффициенты, принимаемые по табл. 8.20—8.24.

Для сокращения трудоемкости подбора требуемого куста свай целесообразно воспользоваться номограммой, приведенной на рис. 8.15. Куст свай подбирают по заданным расчетным нагрузкам на фундамент N, M и принятой в проекте расчетной нагрузке на сваю F_h в следующем порядке:

вычисляются $n_0 = N/F_h$ и $e = M/(k_2 N)$, где коэффициент k_2 принимается в зависимости от ширины грани или диаметра свай:

Ширина грани или диаметр свай, см	25	30	35	40	50	60	80
k_2	0,833	1,0	1,167	1,333	1,667	2,0	2,66

точка пересечения линий n_0 и e определяет требуемые параметры куста свай и шаг свай a в продольном направлении;

шаг свай в поперечном направлении вычисляется по формуле

$$b_i = \sqrt{9b_p^2 - a_i^2} \leq 1,5b_p.$$

Кусты свай принимаются по табл. 8.20.

ТАБЛИЦА 8.18. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Размер сечения или диаметр свай, см	Длина свай, м	Приближенные значения коэффициентов K_s, K_p, K_u								
		при гравелистых, крупных песках и глинистых грунтах с $I_L=0,0\div 0,1$			при песках средней крупности и глинистых грунтах с $I_L=0,2\div 0,3$			при мелких и пылеватых песках и глинистых грунтах с $I_L=0,4\div 0,5$		
		K_s	K_p	K_u	K_s	K_p	K_u	K_s	K_p	K_u
30×30	3—15	1—0,6 +	0,5—0,4 ±	≤0,3 —	0,7—0,6 +	0,5—0,4 ±	≤0,3 —	0,4—0,3 +	0,2 ±	≤0,2 —
35×35	10—20	1—0,7 +	0,6—0,4 ±	≤0,4 —	0,65—0,5 +	0,4—0,3 ±	≤0,3 —	0,35—0,25 +	0,2 ±	≤0,2 —
40×40	13—20	1—0,8 +	0,7—0,5 ±	≤0,5 —	0,8—0,6 +	0,5—0,4 ±	0,4 —	≤0,4 +	0,3 ±	≤0,3 —
40	3—20	1—0,9 +	0,8—0,7 ±	0,6—0,5 ±	1—0,9 +	0,8—0,5 ±	0,4—0,2 ±	0,8—0,7 ±	0,6—0,5 ±	0,4—0,1 ±
50	3—25	1—0,8 +	0,7—0,6 ±	0,55 ±	1—0,9 +	0,8—0,5 ±	0,4—0,3 ±	1—0,8 ±	0,7—0,5 ±	0,4—0,1 ±
60	3—30	1—0,8 +	0,7—0,6 ±	0,5 ±	1—0,9 +	0,8—0,5 ±	0,4—0,3 ±	1—0,9 ±	0,8—0,5 ±	0,4—0,1 ±
80	3—35	1—0,7 +	0,7—0,6 ±	0,5 ±	1—0,9 +	0,8—0,4 ±	0,3—0,2 ±	1—0,9 ±	0,8—0,5 ±	0,4—0,1 ±

Примечание. Знаки «+», «±» и «—» соответственно обозначают: рекомендуется для применения; применение возможно при соответствующем обосновании; применение не рекомендуется.

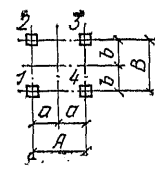
ТАБЛИЦА 8.19. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ (ПО ТИПОВОМУ ПРОЕКТУ ФУНДАМЕНТПРОЕКТА, ИНВ. № 11740)

Диаметр свай ¹ , см	Длина свай, м	Приближенные значения коэффициентов K_s, K_p, K_u								
		при гравелистых, крупных песках и глинистых грунтах с $I_L=0,0\div 0,1$			при песках средней крупности и глинистых грунтах с $I_L=0,2\div 0,3$			при мелких и пылеватых песках и глинистых грунтах с $I_L=0,4\div 0,5$		
		K_s	K_p	K_u	K_s	K_p	K_u	K_s	K_p	K_u
40	8—10	0,4 ±	0,3—0,2 —	≤0,2 —	0,4 ±	0,3—0,2 —	≤0,2 —	0,35 ±	0,3—0,2 —	≤0,2 —
50	8—25	1—0,8 +	0,7—0,5 ±	0,4—0,3 ±	0,9—0,6 +	0,5—0,4 ±	0,4 ±	0,8—0,5 ±	0,5—0,5 ±	≤0,3 ±
50/120	8—25	1—0,7 +	0,6—0,5 ±	≤0,5 ±	1—0,6 +	0,5—0,4 ±	≤0,4 ±	1—0,6 +	0,5—0,4 ±	≤0,4 ±
50/160	8—25	+	+	±	+	1—0,8 ±	±	+	1—0,7 ±	±
60	8—25	1—0,6 +	0,5—0,3 ±	≤0,2 —	0,9—0,5 ±	0,4—0,3 ±	≤0,3 —	0,9—0,5 ±	0,4—0,3 ±	≤0,3 —
60/160	8—25	1—0,9 +	0,8—0,75 ±	0,75 ±	1—0,9 +	0,8—0,7 ±	0,6 ±	1—0,8 ±	0,7—0,6 ±	0,5 ±
60/180	8—25	+	+	+	+	0,9—0,8 ±	0,7 ±	+	0,9—0,7 ±	0,6 ±
80	8—25	0,8—0,6 +	0,5—0,2 ±	0,15 ±	0,75—0,5 ±	0,4—0,2 ±	0,1 ±	0,7—0,5 ±	0,4—0,3 ±	0,1 ±
80/180	8—25	1—0,9 +	0,8—0,6 ±	0,55 ±	1—0,9 +	0,8—0,5 ±	0,4 ±	0,9—0,8 ±	0,7—0,5 ±	0,35 ±
100	8—25	0,7—0,6 +	0,5—0,3 ±	0,15 ±	0,6—0,5 ±	0,4—0,2 ±	0,1 ±	0,6—0,5 ±	0,4—0,2 ±	0,1 ±
120	8—25	0,65—0,5 +	0,4—0,2 ±	0,1 ±	0,6—0,5 ±	0,4—0,2 ±	0,1 ±	0,55—0,5 ±	0,4—0,2 ±	0,1 ±

¹ Перед чертой указан диаметр ствола, за чертой — диаметр уширения.

Примечание. То же, что и к табл. 8.18.

ТАБЛИЦА 8.20. ПАРАМЕТРЫ ТИПОВЫХ СВАЙНЫХ ГРУПП (КУСТОВ) ИЗ ЗАБИВНЫХ СВАЙ ДЛЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм							$k_{x,y}$	
			a	a_1	a_2	A	b	b_1	B	k_x	k_y
1		300×300	450			900					0,5556
			650			1300					0,3846
			800			1600					0,3125
		350×350	600	—	—	1200	450	—	900	0,5556	0,4167
			750			1500					0,3333
			1050			2100					0,2381
400×400	600			1200					0,4167		
	750			1500					0,3333		
		1050			2100				0,2381		

Продолжение табл. 8.20

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм							$k_{x, y}$	
			a	a_1	a_2	A	b	b_1	B	k_x	k_y
2		300x300	650	-	-	1300	650	-	1300	0,3846	0,3846
			800 950 1100			1600 1900 2200	450		900	0,5556	0,3125 0,2632 0,2273
		350x350	1075 1225	-	-	2150 2450	625 625	-	1250 1250	0,4	0,2326 0,2041
			400x400	900	-	-	1800	750	-	1500	0,3333
		1050 1200 1350				2100 2400 2700	600		1200	0,4167	0,2381 0,2083 0,1852
3		300x300	900 1100 1250	-	-	1800 2200 2500	450	-	900	0,5556	0,1852 0,1515 0,1333
			350x350			1050 1200	-		-	2100 2400	600
		400x400		1200 1350	-	-	2400 2700				
4		300x300	475 625	950 1250	-	1900 2500	800 650	-	1600 1300	0,3125 0,3846	0,3571 0,2463
			350x350	525 675		1050 1350	2100 2700		900	1800	0,2778
		400x400		600 675	1200 1350	2400 2700	1050	2100	0,2381	0,2604 0,2212	
					750 825	1500 1650	3000 3300	900	1800	0,2778	0,1905 0,166
5		300x300	475 625	950 1250	-	1900 2500	800 650	-	1600 1300	0,2083 0,2564	0,2353 0,1730
			350x350	525 675		1050 1350	2100 2700		900	1800	0,1852
		400x400		600 675	1200 1350	2400 2700	1050	2100	0,1587	0,1812 0,1585	
					750 825	1500 1650	3000 3300	900	1800	0,1852	0,14 0,1256
6		300x300	900 1100 1400 1550	-	-	1800 2200 2800 3100	900	-	1800	0,1852	0,1852 0,1515 0,119 0,1075
			350x350			1050 1225 1375 1650	-		-	2100 2450 2750 3300	1050
		400x400		1200 1500	-	-	2400 3000	1200	2400	0,1389	0,1389 0,1111

Продолжение табл. 8.20

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм						$k_{x, y}$				
			a	a_1	a_2	A	b	b_1	B	k_x	k_y		
7		300x300	450	1350	—	2700	900	—	1800	0,1852	0,1575		
			500	1500		3000					0,1333		
		350x350	550	1650	3300	—	—	—	—	—	0,1143		
			600	1800	3600						0,0992		
		8		300x300	450	900	1350	2700	900	—	1800	0,1389	0,1277
					500	1000	1500	3000					0,1111
350x350	550			1100	1650	3300	—	—	—	—	0,0978		
	600			1200	1800	3600					0,0868		
9				300x300	450	1350	—	2700	900	—	1800	0,1389	0,1073
					500	1500		3000					0,0952
		350x350	550	1650	3300	—	—	—	—	—	0,0853		
			600	1800	3600						0,0772		
		350x350	650	1950	3900	—	—	—	—	—	0,0702		
			550	1650	3300						0,119	0,0853	
350x350	650	1950	3900	—	—	—	—	—	0,0702				
	650	1950	3900						0,119	0,0702			
10		300x300	625	1250	—	2500	625	1250	2500	0,1099	0,1099		
			700	1400		2800	550	1100	2200	0,128	0,0962		
		300x300	775	1550	3100	—	—	—	—	—	0,0855		
			850	1700	3400						450	900	1800
		300x300	925	1850	3700	—	—	—	—	—	0,069		
			925	1850	3700						0,161	0,0764	
11		300x300	800	1700	—	3400	450	900	1800	0,1314	0,0714		
			925	1850		3700					0,0617		
			1000	2000		4000					0,0556		
12		300x300	900	1800	—	3600	900	—	1800	0,1111	0,0639		
			1000	2000		4000					0,0556		

Продолжение табл. 8.20

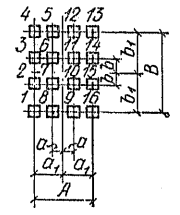
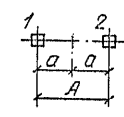
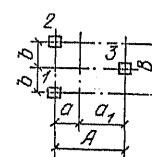
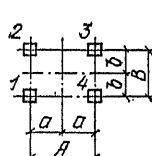
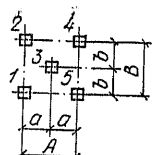
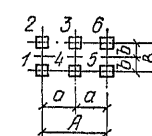
Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм						$k_{x, y}$		
			a	a_1	a_2	A	b	b_1	B	k_x	k_y
13		300×300	550	1650	—	3300	—	—	—	—	0,064
			650	1950	—	3900	450	1350	2700	0,0805	0,0522

ТАБЛИЦА 8.21. ПАРАМЕТРЫ ТИПОВЫХ СВАЙНЫХ ГРУПП (КУСТОВ) ИЗ ЗАБИВНЫХ СВАЙ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм					$k_{x, y}$	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
1		300×300	450	—	900	—	—	—	1,1111
		350×350	600	—	1200	—	—	—	0,8333
		400×400	—	—	—	—	—	—	—
2		300×300	300	600	900	—	—	—	1,2821
		350×350	400	800	1200	450	900	1,1111	0,8929
		400×400	—	—	—	—	—	—	0,8929
3		300×300	450 600	—	900 1200	450	900	1,1111	0,5556 0,4167
		350×350	600 750	—	1500	—	—	—	0,4167 0,3333
		400×400	600 750	—	1200 1500	600	1200	0,4167	0,4167 0,3333
4		300×300	650	—	1300	650	1300	0,3846	0,3846
		350×350	—	—	—	—	—	—	—
		400×400	900	—	1800	900	1800	0,2778	0,2778
5		300×300	900	—	1800	450	900	0,3704	0,2778
		350×350	1050	—	2100	600	1200	0,4167	0,2381

Продолжение табл. 8.21

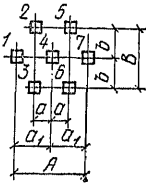
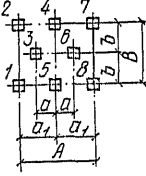
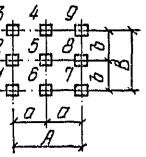

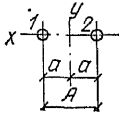
Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм					$k_{x, y}$	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
6		300×300	475	950	1900	800	1600	0,3125	0,3571
		350×350	525	1050	2100	900	1800	0,2778	0,3125
7		300×300	475	950	1900	800	1600	0,2083	0,2353
		350×350	525	1050	2100	900	1800	0,1852	0,2105
8		300×300	900	—	1800	900	1800	0,1852	0,1852
		350×350	1050	—	2100	1050	2100	0,1587	0,1587

ТАБЛИЦА 8.22. ПАРАМЕТРЫ ТИПОВЫХ СВАЙНЫХ ГРУПП (КУСТОВ)
ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ДЛЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Диаметр свай, мм	Размеры, мм					$k_{x, y}$	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
1		500 600 800 880 980 1000 1080 1180 1200	—	—	—	—	—	—	—
2		400	600	—	1200	—	—	—	0,8333
		500	750	—	1500	—	—	—	0,667
		600	850	—	1700	—	—	—	0,5882
		800	900	—	1800	—	—	—	0,5556
		800	1000	—	2000	—	—	—	0,5
		880	950	—	1900	—	—	—	0,5263
		980 1000	1050	—	2100	—	—	—	0,4762
		1080 1180	1000 1100	—	2000 2200	—	—	—	0,5 0,4545
1200	1050	—	2100	—	—	—	0,4762		

Продолжение табл. 8.22

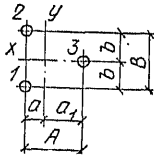
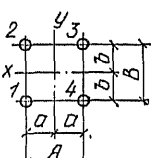
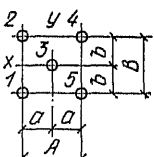
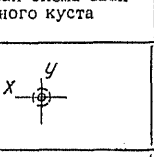
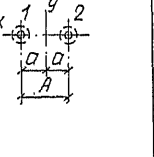



Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Диаметр свай, мм	Размеры, мм					$k_{x, y}$	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
3		400	400	800	1200	600	1200	0,8333	0,4167
		500	500	1000	1500	750	1500	0,3333	0,3333
		600	570	1130	1700	850	1700	0,5882	0,2953
		600	670	1330	2000	850	1700	0,5882	0,2509
4		800	600	1200	1800	900	1800	0,5556	0,2778
		880	630	1270	1900	950	1900	0,5263	0,025
		980	670	1330	2000	1000	2000	0,5	0,2509
		1000	670	1330	2000	1000	2000	0,5	0,2509
5		1080	1180	730	1470	2200	2100	0,4545	0,225
		1200	1200	700	1400	2100	2100	0,4762	0,2381
		400	600	1200	1800	900	1800	0,4167	0,4167
		500	750	1500	2250	1125	2250	0,3333	0,3333
6		600	600	850	1700	850	1700	0,2941	0,2941
		600	850	1700	2550	850	1700	0,2941	0,25
		600	1000	2000	3000	850	1700	0,2941	0,25
		800	900	1800	2700	900	1800	0,2778	0,2778
7		880	950	1900	2850	950	1900	0,2632	0,2632
		980	1000	2000	3000	1000	2000	0,25	0,25
		1000	1000	2000	3000	1000	2000	0,25	0,25
		1080	1000	2000	3000	1000	2000	0,25	0,25
8		1180	1100	2200	3400	1100	2200	0,2273	0,2273
		1200	1050	2100	3300	1050	2100	0,2381	0,2381
		500	1050	2100	3100	1050	2100	0,2381	0,2381
		600	1300	2600	3400	1000	2000	0,25	0,1923
9		880	1200	2400	3600	1200	2400	0,2083	0,2083
		500	1050	2100	3100	1050	2100	0,2381	0,2381
		600	1300	2600	3400	1000	2000	0,25	0,1923
		800	1400	2800	3600	1100	2200	0,2273	0,2273

ТАБЛИЦА 8.23. ПАРАМЕТРЫ ТИПОВЫХ СВАЙНЫХ ГРУПП (КУСТОВ)
ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ С УШИРЕНИЕМ В НИЖНЕЙ ЧАСТИ ДЛЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ
ЗДАНИЙ

Номер схемы	Типовая схема свай- ного куста	Диаметр свай ¹ , мм	Размеры, мм					$k_{x, y}$	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
1		500/1200 600/1600 800/1800	—	—	—	—	—	—	—
2		500/1200	850	1100	1700	2200	—	—	0,5882 0,4545
		500/1400	950	1200	1900	2400	—	—	0,5263 0,4167
		500/1600	1050	1300	2100	2600	—	—	0,4762 0,3846
		600/1600	1050	1300	2100	2600	—	—	0,4762 0,3846
		800/1800	1150	1400	2300	2800	—	—	0,4348 0,3571

Продолжение табл. 8.23

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Диаметр свай ¹ , мм	Размеры, мм					k_x, y	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
3		500/1200	550 700	1150 1500	1700 2200	1100 1100	2200 2200	0,4545 0,4545	0,2853 0,2167
		500/1400	600 800	1300 1600	1900 2400	950 1200	1900 2400	0,5263 0,3472	0,249 0,2083
		500/1600	700 850	1400 1750	2100 2600	1050 1300	2100 2600	0,4762 0,3846	0,2381 0,1886
		600/1600	700 850	1400 1750	2100 2600	1050 1300	2100 2600	0,4762 0,3846	0,2167 0,1886
		800/1800	750 900	1550 1900	2300 2800	1150 1400	2300 2800	0,4348 0,3571	0,2128 0,1721
4		500/1200	850 1100	—	1700 2200	850 1100	1700 2200	0,2941 0,2273	0,2941 0,2273
		500/1400	950 1200	—	1900 2400	950 1200	1900 2400	0,2632 0,2083	0,2632 0,2083
		500/1600	1050 1300	—	2100 2600	1050 1300	2100 2600	0,2381 0,1923	0,2381 0,1923
		600/1600	1050 1300	—	2100 2600	1050 1300	2100 2600	0,2381 0,1923	0,2381 0,1923
		800/1800	1150 1400	—	2300 2800	1150 1400	2300 2800	0,2174 0,1786	0,2174 0,1786
6		500/1200	1200 1600	—	2400 3200	1200 1600	2400 3200	0,2083 0,1563	0,2083 0,1563
		500/1400	1500	—	3000	1500	3000	0,1667	0,1667
		500/1600	1500 2000	—	3000 4000	1500 2000	3000 4000	0,1667 0,125	0,1667 0,125
		600/1600	1500 2000	—	3000 4000	1500 2000	3000 4000	0,1667 0,125	0,1667 0,125

¹ Перед чертой указан диаметр ствола, за чертой — диаметр уширения.ТАБЛИЦА 8.24. ПАРАМЕТРЫ ТИПОВЫХ СВАЙНЫХ ГРУПП (КУСТОВ)
ИЗ ПОЛЫХ КРУГЛЫХ СВАЙ И СВАЙ-ОБОЛОЧЕК ДЛЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Диаметр свай, мм	Размеры, мм					k_x, y	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
1		400	600 900	—	1200 1800	—	—	—	0,8333 0,5556
		500	750 1050	—	1500 2100	—	—	—	0,6667 0,4762
		600	850 1000	—	1700 2000	—	—	—	0,5882 0,5
		800	900 1050	—	1800 2100	—	—	—	0,5556 0,4762

Продолжение табл. 8.24

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Диаметр свай, мм	Размеры, мм					k_x, y	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
1		1000	1050 1250	—	2100 2500	—	—	—	0,4762 0,4
		1200	1150 1350		2300 2700				0,4348 0,3704
		1600	1300 1450		2600 2900				0,3946 0,3448
2		400	400 500 700	800 1000 1400	1200 1500 2100	600	1200	0,8333	0,6944 0,5 0,2976
		500	500 600 700	1000 1200 1400	1500 1800 2100	750	1500	0,6667	0,5 0,3788 0,2976
		600	570 670	1130 1330	1700 2000	850	1700	0,5882	0,4132 0,3215
		800	600 700 800	1200 1400 1600	1800 2100 2400	900	1800	0,5556	0,3788 0,2976 0,2404
3		400	600 750 1050	—	1200 1500 2100	600	1200	0,4167	0,4167 0,3333 0,2381
		500	750 900 1050		1500 1800 2100	750	1500	0,3333	0,3333 0,2778 0,2381
		600	850 1000 1300		1700 2000 2600	850	1700	0,2941	0,2941 0,25 0,1923
		800	900 1050 1200		1800 2100 2400	900	1800	0,2778	0,2778 0,2381 0,2083
4		400	900	—	1800	750	1500	0,3333	0,2778
			1050		2100	600	1200	0,4167	0,2381
			1200		2400				
			1350		2700				
		500	1050	2100	1050	2100	0,2381	0,2381	
			1200	2400	900	1800	0,2778	0,1852	
			1350	2700					
			600	1300	2600	1000	2000	0,25	0,1923
1750	3500	850		1700	0,2941	0,1429			
1900	3800								

Продолжение табл. 8.24

Номер схемы	Типовая схема свайного куста	Диаметр свай, мм	Размеры, мм					k_x, y	
			a	a_1	A	b	B	k_x	k_y
5		400	1200 1350	—	2400 2700	600	1200	0,2778	0,2083 0,1852
		500	1500 1650		3000 3300	750	1500	0,2222	0,1667 0,1515
		600	1750 1900		3500 3800	850	1700	0,1961	0,1429 0,1316
7		400	600 675	1200 1350	2400 2700	1050	2100	0,2381	0,1894 0,1675
			750 825	1500 1650	3000 3300	900	1800	0,2778	0,1333 0,1143
		500	825 975	1650 1950	3300 3900	1350	2700	0,1852	0,1143 0,0869
6		400	600 675	1200 1350	2400 2700	1050	2100	0,1587	0,1812 0,2041
			750 825	1500 1650	3000 3300	900	1800	0,1852	0,1403 0,1256
		500	825 975	1650 1950	3300 3900	1350	2700	0,1235	0,1256 0,1031
8		400	1200	—	2400	1200	2400	0,1389	0,1389
			1500	—	3000				0,1111

Пример 8.7. Подобрать куст свай. Дано: $N = 8000$ кН, $M = 2000$ кН·м, $b_p = 35$ см, $F_h = 1200$ кН, $k_2 = 1,167$.

Решение. Определяем: $n_0 = 8000/1200 = 7$; $e_0 = 2000/(1,167 \cdot 8000) = 0,214$. По номограмме выбираем куст КС-8 с параметрами:

$$a_0 = 2,39e_0 k_2 = 2,39 \cdot 0,214 \cdot 1,167 = 0,6 \text{ м};$$

$$b_i = \sqrt{9 \cdot 0,1225 - 0,35} = 0,86 \text{ м} > 1,5b_p = 0,525 \text{ м}.$$

Размеры ростверков в плане принимаются кратными 30 см и на 20 см больше размеров куста свай по наружному контуру. Конструктивная высота ростверков назначается на 40 см больше глубины стакана или с учетом необходимой заделки анкерных болтов. Расчетная высота ростверков должна быть наименьшей. При ее подборе целесообразно сначала увеличить марку бетона ростверков, а затем его высоту. Размеры ростверков по высоте принимаются кратными 15 см.

Ростверки армируют сварными арматурными изделиями. Стенки стакана ростверка армируют пространственным каркасом, устанавливаемым на подготовку, и поперечными сетками, надеваемыми на пространственный кар-

кас. Расстояние между поперечными сетками принимается не более $1/4$ глубины заделки колонны и не более 20 см.

Число арматурных сеток, рассчитанных на местное сжатие, должно быть не менее двух под железобетонными колоннами и не менее четырех под стальными колоннами. Расстояние между сетками по высоте принимается 5—10 см.

Фундаменты из свайного поля размером более 10×10 м проектируют по той же схеме, что и кустовой свайный фундамент, но при этом должны быть обоснованы формы расположения свай (сплошная или кольцевая, по прямоугольной сетке, по радиальным прямым или концентрическим окружностям), расстояние между сваями и порядок их забивки, исключающие выпучивание грунта и недобивку свай.

Сопряжение свай с ростверком осуществляется в соответствии с рекомендациями Руководства [3].

r_0	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	r, M
1	КС3 $a_0 = 6,0$			КС4 $a = 1,43$										КС5 $a_0 = 0,65$	
2	КС3 $a_0 = 15$	КС4 $a = 6,0$												КС6 $a = 1,07$	КС7 $a_0 = 0,65$
3	КС4 $a = 10,0$	КС5 $a_0 = 5,0$		КС6 $a_0 = 1,88$				КС5 $a_0 = 1,25$							
4	КС5 $a_0 = 6,28$			КС6 $a = 3,40$				КС7 $a_0 = 1,05$						КС8 $a_0 = 0,64$	
5	КС6 $a = 7,90$	КС7 $a_0 = 2,92$		КС8 $a_0 = 1,68$				КС9 $a = 1,87$						КС9 $a_0 = 1,28$	
6	КС7 $a_0 = 5,85$	КС8 $a_0 = 2,39$		КС9 $a = 3,76$				КС10 $a_0 = 1,66$						КС11 $a_0 = 0,57$	
7	КС8 $a_0 = 4,45$			КС10 $a = 4,28$				КС11 $a_0 = 1,06$						КС12 $a = 1,58$	
8	КС9 $a = 7,50$	КС10 $a_0 = 2,5$	КС11 $a_0 = 1,88$					КС12 $a = 2,0$						КС13 $a_0 = 1,08$	
9	КС10 $a_0 = 4,16$	КС11 $a_0 = 2,14$		КС12 $a = 2,72$				КС13 $a_0 = 1,37$						КС14 $a_0 = 1,27$	
10	КС11 $a_0 = 3,38$			КС13 $a_0 = 1,76$				КС14 $a_0 = 1,66$						КС15 $a = 1,25$	КС16 $a = 1,30$
11				КС14 $a_0 = 2,22$				КС15 $a_0 = 1,66$						КС16 $a = 1,60$	КС17 $a_0 = 0,83$
12	КС12 $a = 6,0$	КС13 $a_0 = 3,10$		КС14 $a_0 = 2,32$				КС16 $a = 2,0$						КС17 $a_0 = 1,13$	КС18 $a_0 = 0,89$
13	КС13 $a_0 = 4,65$	КС14 $a_0 = 3,22$		КС15 $a = 2,59$				КС17 $a = 2,51$						КС18 $a_0 = 1,07$	КС19 $a_0 = 0,81$
14	КС14 $a_0 = 4,66$	КС15 $a = 3,51$		КС16 $a = 3,21$				КС18 $a_0 = 1,31$						КС19 $a_0 = 0,97$	КС20 $a_0 = 0,81$
15	КС15 $a = 5,0$	КС16 $a = 4,28$		КС17 $a_0 = 2,21$				КС19 $a_0 = 1,44$						КС20 $a_0 = 1,18$	КС21 $a_0 = 0,81$
16	КС16 $a = 6,0$	КС17 $a_0 = 2,9$		КС18 $a_0 = 2,03$				КС20 $a_0 = 2,0$						КС21 $a_0 = 0,97$	КС22 $a_0 = 0,79$
17	КС17 $a_0 = 3,97$	КС18 $a_0 = 2,62$		КС19 $a_0 = 1,8$				КС21 $a_0 = 1,44$						КС22 $a_0 = 0,92$	КС23 $a_0 = 1,25$
18	КС18 $a_0 = 3,55$	КС19 $a_0 = 2,30$		КС20 $a_0 = 1,58$				КС22 $a_0 = 1,07$						КС23 $a = 1,43$	КС24 $a_0 = 1,08$
19	КС19 $a_0 = 3,06$	КС20 $a_0 = 1,7$		КС21 $a_0 = 1,51$				КС24 $a = 1,66$						КС25 $a_0 = 1,24$	КС26 $a_0 = 0,7$
20	КС20 $a = 5,0$	КС21 $a_0 = 2,13$		КС22 $a_0 = 1,52$				КС25 $a_0 = 1,44$						КС26 $a_0 = 0,80$	КС27 $a_0 = 0,80$

Рис. 8.15. Нограмма для подбора куста свай;
 КС — куст свай; a, a_0 — расстояние между сваями по направлению действия момента при прямоугольной шахматной сетке расположения свай

Число свай в фундаменте следует определять из условия восприятия вдавливающих нагрузок и моментов. Если установленное число свай не обеспечивает восприятия горизонтальных нагрузок, следует применять: наклонные сваи, балки-связи, позволяющие распределить горизонтальные нагрузки на менее загруженные фундаменты; короткие дополнительные сваи в кусте, воспринимающие только горизонтальную нагрузку; зуб, устраиваемый на 1—1,5 м ниже подошвы ростверка и бетонируемый враспор.

Проектирование свайных фундаментов при агрессивных грунтовых водах проводится с учетом требований СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

На стадии изысканий следует установить источник агрессивности подземных вод и, если это возможно, разработать мероприятия по его устранению. В последнем случае антикоррозионная защита свай и ростверков не требуется. Защита свай и ростверков от коррозии должна проводиться в зависимости от степени и характера агрессивности подземных вод одним из следующих способов:

повышением защитных свойств бетона за счет увеличения его плотности, повышением трещиностойкости, применением сталей, вяжущих и заполнителей, наиболее стойких к данной агрессивной среде;

применением цемента сульфатостойких, кислотостойких и с умеренной экзотермией;

обмазкой или пропиткой свай и ростверков химическими составами.

Обмазку или пропитку следует применять в том случае, если нельзя повысить защитные свойства материала или применить специальные цементы.

При наличии агрессивных подземных вод под ростверки рекомендуется устраивать подготовку из втрамбованного в грунт щебня толщиной не менее 10 см с проливкой битумом.

При устройстве свайного фундамента вблизи подземного сооружения заложение ростверков следует принимать наименьшим независимо от глубины подземного сооружения, принимая дополнительные мероприятия для восприятия сваями горизонтальных нагрузок.

8.3.5. Состав проекта свайных фундаментов

Содержание документации на свайные фундаменты должно соответствовать указаниям СН 202-81* «Инструкция о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений», а ее оформление — требованиям государственных стан-

дартов системы проектной документации для строительства.

Проект свайных фундаментов (при двухстадийном проектировании) содержит:

пояснительную записку, в которой дается конкретное описание инженерно-геологического строения основания, гидрогеологических особенностей площадки и конструктивных характеристик сооружения, технико-экономическое обоснование принятой конструкции свайного фундамента;

чертежи, на которых изображаются схема фундаментов и один—три характерных разреза для определения числа и вертикальной компоновки фундаментов, один—два характерных геологических разреза с нанесенными на них сваями и ростверками для обоснования правильности выбора длины и расчетной нагрузки на сваю, схемы отдельных характерных типов ростверков и кустов свай, таблицы расчетных нагрузок на фундаменты.

Рабочие чертежи свайных фундаментов, выполняемые на стадиях «рабочий проект» или «рабочая документация», входят в комплект чертежей железобетонных конструкций (КЖ) и содержат:

общие данные, в которых помимо перечня листов, стандартов, ссылочных документов, спецификаций, выборки расхода материалов и др. приводится схематический план сооружения с нанесенными осями и привязанными к ним геологическими выработками;

общие указания, в которые входят: наименования организаций, разработавших проект и утвердившей его или выдавшей задание на проектирование, перечень использованных инженерно-геологических материалов, абсолютная отметка, принятая условно за 0,00, величина расчетной нагрузки на сваю и ее обоснование, данные о расчетном уровне подземной воды и ее агрессивных свойствах, указания по антикоррозионной защите свай и ростверков (в случае необходимости), ссылки на источник получения расчетных нагрузок на фундамент, сведения об интенсивности ветровой, снеговой и особой нагрузках, глубине промерзания, данные о нагрузках на полы, расчетные величины абсолютных и относительных деформаций фундаментов;

схемы свайных полей со спецификациями и экспликациями свай;

характерные геологические разрезы, на которые наносятся оси здания, абсолютные отметки концов свай и низа ростверков и которые позволяют оценить правильность погружения свай;

схемы ростверков со спецификациями;

чертежи кустов или лент свай, ростверков,

узлов их сопряжения между собой, с фундаментными балками и другими конструкциями; чертежи железобетонных и арматурных изделий.

8.3.6. Особенности проектирования свайных фундаментов в лессовых просадочных грунтах

Свайные фундаменты в лессовых просадочных грунтах применяются в том случае, если они позволяют обеспечить требуемые величины абсолютных и относительных деформаций проектируемых зданий и обладают технико-экономическими преимуществами по сравнению с другими способами устройства фундаментов на просадочных лессовых грунтах.

Проектирование свайных фундаментов в просадочных грунтах проводится с учетом возможного полного замачивания грунтов и с обязательной прорезкой сваями всей просадочной толщи.

В лессовых просадочных грунтах предпочтительно применение: забивных свай, полностью прорезающих просадочный слой и заглубляющихся в непросадочные грунты; набивных железобетонных свай с уплотненным забоем или устраиваемых в пробивных скважинах; буронабивных свай с уширенной пятой, опирающейся на непросадочный грунт.

Длина свай должна назначаться из условия их опирания на несжимаемые и малосжимаемые грунты: скальные, полускальные, крупнообломочные, плотные песчаные и твердые глинистые. Возможность заглубления свай в другие непросадочные грунты должна особо строго обосновываться расчетами как по несущей способности, так и по деформациям.

Проектирование фундаментов в просадочных грунтах начинается с детального анализа материалов инженерно-геологических изысканий, которые должны содержать:

сведения об относительной просадочности, устанавливаемой как по монолитам, отобраным из шурфов, так и полевыми испытаниями грунтов штампами в шурфах;

сведения о влиянии на проявление просадок пористости, влажности, содержания глинистых частиц, степени их агрегированности, состава цементационных связей;

данные о натуральных испытаниях свай статической нагрузкой на осевое вдавливание и выдергивание, методика их выполнения;

сведения о гидрогеологических условиях площадки и прогноз их изменения в эксплуатационный период (возможность подтопления); данные опыта строительства и эксплуата-

ции зданий и сооружений в аналогичных условиях.

В лессовых грунтах II типа по просадочности несущая способность свай должна определяться испытаниями натуральных свай статической нагрузкой с замачиванием грунта на площадке шириной не менее глубины просадочной толщи, которое проводится в течение 4—6 мес. до проявления и стабилизации просадок. В лессовых грунтах I типа по просадочности несущая способность свай определяется испытаниями натуральных или эталонных свай с локальным замачиванием грунта вокруг свай.

Негативное (нагружающее) трение в лессовых грунтах II типа по просадочности определяется с учетом установленного изысканиями направления замачивания (снизу вверх или сверху вниз) на основании:

испытаний прорезающих просадочные грунты свай, как незагруженных, так и нагруженных постоянной нагрузкой, в период длительного замачивания;

испытаний полностью расположенных в просадочной толще свай статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками.

В проектах необходимо предусматривать следующие мероприятия:

снижение действия сил негативного трения на свайный фундамент путем применения обмазок на битумных мастиках, устройства вокруг сооружений или фундаментов ограждающих подземных конструкций и др.;

применение рихтовочных приспособлений, вывешивания и рихтовки колонн, подкрановых путей, ферм перекрытия, а также более гибких каркасных зданий и железобетонных поясов несущих кирпичных стен, что позволяет допустить повышенные абсолютные и неравномерные деформации;

применение дренажа, обеспечивающего стабилизацию уровня подземных вод;

проведение наблюдений за осадками зданий и сооружений и изменением уровня подземных вод в период эксплуатации.

Проектирование свайных фундаментов необходимо вести в тесной связи с проектированием всех водонесущих коммуникаций и с планировкой площадки строительства. В период строительства свайных фундаментов должен осуществляться постоянный авторский надзор.

8.4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

8.4.1. Свайные фундаменты жилых домов

Для жилых домов с несущими стенами свайные фундаменты проектируют ленточными, преимущественно однорядными, которые могут быть:

с монолитным железобетонным ростверком, если он устраивается на уровне планировочных отметок или под стенами технического подполья (рис. 8.16, а);

со сборным железобетонным ростверком, если он устраивается под стенами 1-го этажа над планировочными отметками (рис. 8.16, б);

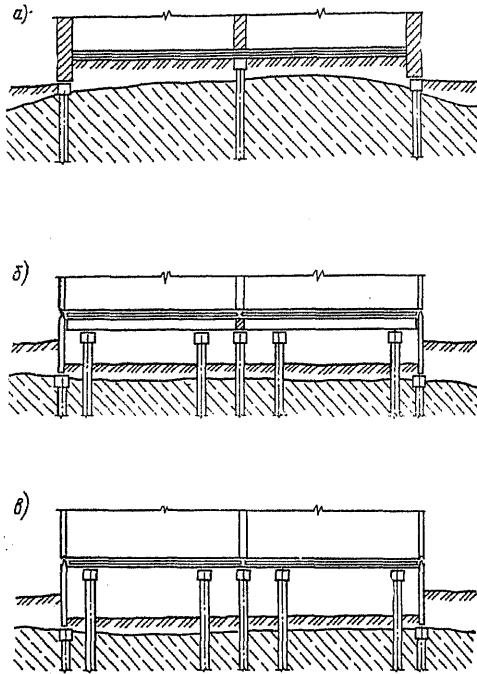


Рис. 8.16. Свайные фундаменты жилых домов
а — с монолитным ростверком; б — со сборным ростверком; в — безростверковый

безростверковыми, когда вместо ростверка могут быть использованы панели 1-го этажа, цокольные или технического подполья (рис. 7.16, в).

Для большинства серий жилых домов массового применения действуют типовые проекты свайных фундаментов, особенности проектирования которых детально изложены в работе [2].

Выбор типа свайного фундамента жилого дома должен проводиться с учетом наиболее полного использования несущей способности свай по грунту и материалу и его экономичности, включая трудоемкость работ и сроки возведения фундаментов.

8.4.2. Фундаменты из забивных свай для каркасных зданий

Конструкция свайных фундаментов и материал для их подбора для одно- и многоэтажных зданий с типовыми железобетонными

колоннами приведены в сериях 1.411-1 и 1.411-2, а под колонны силосных корпусов зерновых элеваторов — в проекте «Свайные фундаменты из забивных свай для силосных корпусов зерновых элеваторов» (инв. № 14410 института Фундаментпроект).

Унифицированные кусты свай, включенные в перечисленные проекты, приведены в табл. 8.21 и 8.22. Диапазоны нагрузок на сваи приняты 300—1000 кН при сечении 30×30 см, 800—1600 кН при сечении 35×35 и 1000—1200 кН при сечении 40×40 см. Ростверки приняты монолитными из бетона марок М 150, М 200, М 250, М 300 и запроектированы в соответствии с положениями, изложенными в п. 8.3.4. настоящего Справочника.

8.4.3. Фундаменты из буронабивных свай для каркасных зданий

Фундаменты из буронабивных свай для одно- и многоэтажных промышленных зданий разработаны институтом Фундаментпроект в 1980 г. (инв. № 14267, вып. 1—4).

Конструктивные решения, типоразмеры, принципы армирования и область применения буронабивных свай приведены в п. 8.1.4 настоящего Справочника.

Унифицированные конструкции свайных групп (кустов) приведены в табл. 8.23 и 8.24. Типовые конструкции включают сваи диаметром от 500 до 1200 мм, длиной до 60 м с уширением в нижней части или без него. Размеры уширений приняты от 1200 до 1800 мм. Уширения целесообразно выполнять в устойчивых связных грунтах.

Проектом предусмотрены три марки бетона на сваи: М 150, М 200 и М 300. Унифицированные пространственные армокаркасы состоят из продольных рабочих стержней диаметром 12—25 мм; поперечная арматура — в виде спирали диаметрами 5, 6 и 8 мм. Число продольных рабочих стержней арматуры — 6—16 шт., шаг спирали — 300 мм. Продольная рабочая арматура принимается из стали класса А-I, А-II, А-III, спираль — из стали класса В-I, Вр-I. Пространственная жесткость армокаркасов обеспечивается установкой колец жесткости из полосового железа по ГОСТ 535—79.

Предусматривается возможность установки колонны на одну сваю, а при необходимости на группы из двух—пяти свай.

Габаритные схемы ростверков приведены для типовых железобетонных прямоугольных колонн сечением 300×300—500×600 мм; двухветвевых — 500×1200—1500×1900 мм.

8.4.4. Свайные фундаменты каркасных зданий со сборными ростверками

Общий вид свайного фундамента со сборным ростверком под сборную железобетонную колонну показан на рис. 8.17. При сборном ростверке сваи заделываются на 5—10 см без выпусков арматуры в подготовку из бетона марки М 150, назначение которой — выравнивание

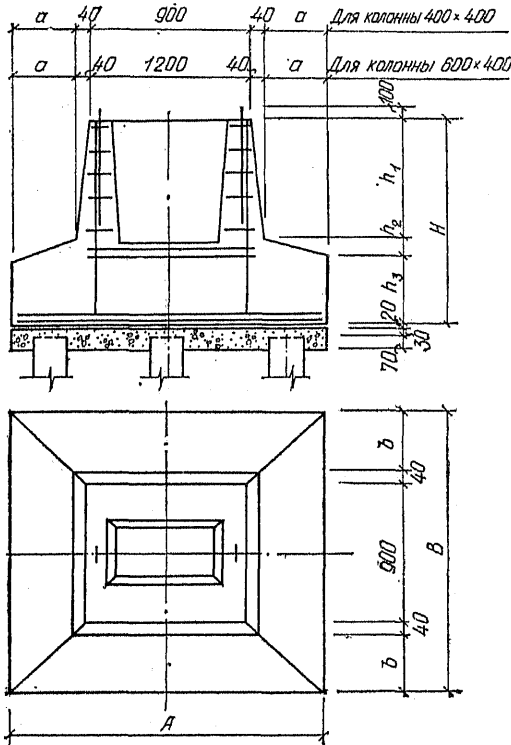


Рис. 8.17. Свайный фундамент со сборным стаканым ростверком

ТАБЛИЦА 8.25. НОМЕНКЛАТУРА СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РОСТВЕРКОВ

Марка ростверка	Размеры ростверка, мм								Расход стали, кг, при марке бетона ростверка			Объем, м ³		Масса ростверка, т
	A	B	H	a	b	h ₁	h ₂	h ₃	200	250	300	ростверка	подготовки	
PC 1	1500	1500	1200	260	260	600	300	300	81,5	81,5	93,7	1,45	0,23	3,63
PC 2	1800	1800	1200	410	410	600	300	300	109,3	122,5	122,5	1,84	0,32	4,60
PC 3	1800	1800	1500	410	410	600	600	300	129,1	129,1	143,7	2,40	0,32	6,00
PC 4	2400	2100	1200	710	560	600	300	300	131,9	151,5	163,5	1,48	0,50	6,55
PC 5	2400	2100	1500	710	560	600	600	300	172,9	196,5	222,7	3,41	0,50	8,53
PC 6	2400	2400	1500	710	710	600	600	300	216,9	246,1	246,1	3,66	0,58	9,15
PC 7	2400	1800	1200	710	260	600	300	300	136,0	136,0	152,3	1,57	0,36	3,93
PC 8	2400	1800	1500	710	260	600	600	300	174,5	174,5	174,5	2,31	0,36	5,78
PC 9	2700	1800	1500	860	410	600	600	300	240,9	240,9	287,6	3,27	0,49	8,23
PC 10	2700	2700	1500	860	860	600	600	300	236,5	271,1	309,5	4,56	0,73	11,40
PC 11	1500	1500	1200	110	260	600	300	300	93,4	102,0	102,0	1,58	0,23	3,95
PC 12	1800	1800	1200	260	410	600	300	300	117,6	130,8	130,8	2,00	0,32	5,00
PC 13	1800	1800	1500	260	410	600	600	300	155,2	171,6	198,8	2,62	0,32	6,30
PC 14	2400	2100	1200	560	560	600	300	300	149,4	149,4	170,2	2,78	0,50	6,95
PC 15	2400	2100	1500	560	560	600	600	300	169,6	192,0	216,8	3,63	0,50	9,08
PC 16	2400	2400	1500	560	710	600	600	300	232,2	261,4	310,2	3,99	0,58	9,98
PC 17	2400	1800	1200	560	260	600	300	300	130,8	130,8	146,1	1,99	0,36	4,98
PC 18	2400	1800	1500	560	260	600	600	300	155,9	155,9	186,0	2,64	0,36	6,60
PC 19	2700	1800	1500	710	410	600	600	300	226,3	226,3	261,0	3,48	0,49	8,70
PC 20	2700	2700	1500	710	860	600	600	300	245,2	279,8	318,2	4,80	0,73	12,00

вание голов свай. Ростверк устанавливается на подготовку на растворе. Такой фундамент допускается применять при отсутствии выдергивающих нагрузок на сваи.

Номенклатура сборных ростверков весом до 120 кН под колонны сечениями 40×40 и 60×40 см, разработанная институтом Фундаментпроект (инв. № 12530), приведена в табл. 8.25, а их выбор выполняется по табл. 8.26.

Свайные фундаменты со сборными ростверками, выполняемыми на планировочных отметках или ниже их, как правило, оказываются менее экономичными по сметной стоимости, чем свайные фундаменты с монолитными ростверками, поэтому эффективность применения сборных ростверков в каждом конкретном случае должна обосновываться с учетом снижения трудоемкости и сроков строительства.

8.4.5. Безростверковые свайные фундаменты каркасных зданий

Фундаменты, состоящие из одной сваи, т. е. безростверковые свайные фундаменты, могут применяться при расчетных вертикальных нагрузках до 1000 кН на сваю квадратного сечения, до 3000 кН на полулю круглую сваю, до 8000 кН на сваю-оболочку диаметром до 160 см и до 6500 кН на набивную (буронабивную) сваю диаметром до 120 см.

Безростверковые свайные фундаменты допускается применять для одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий, силосных корпусов, опирающихся на колонны, опор технологических трубопроводов и оборудования, эстакад, надземных галерей, линий элект-

ТАБЛИЦА 8.26. ПОДБОР МАРКИ РОСТВЕРКА

Продолжение табл. 8.26

Марка куста свай	Расстояние между углами свай, см	Расчетная нагрузка на сваю, кН, при марке бетона рстверка			Размер сечения колонны, см	Марка рстверка
		200	250	300		
к3	82,5×90	700	850	1000	40×40	PC 1
	96×120	—	950	600 1000		PC 2 PC 3
	82,5×90	800	1000	—	60×40	PC 11
	96×120	600 1300	750 1600	900 —		PC 12 PC 13
к4	90×90	500	650	750	40×40	PC 1
	120×90	450 850	550 1050	700 —		PC 2 PC 3
	120×120	— 750	— 950	600 1100	PC 2 PC 3	
	90×90	600 900	750 750	900 900	PC 11 PC 12	
	120×90	1100	—	—	60×40	PC 13
	120×120	—	550 950	650 1100		PC 12 PC 13
к5	130×130	350 650	450 800	500 950	40×40	PC 2 PC 3
	180×180	700	850	1050		PC 6
	130×130	450 750	550 950	650 1100	60×40	PC 12 PC 13
	180×180	750	950	1100		PC 16
к6	180×90	350 650	400 750	500 900	40×40	PC 7 PC 8
	210×120	650	800	1000		PC 9
	180×90	400 —	500 850	600 1050	60×40	PC 17 PC 18
	210×120	750	900	1050		PC 19
к7	190×160	— 500	300 650	350 750	40×40	PC 4 PC 5
	210×180	—	600	700		PC 10
	190×160	— 550	300 650	350 750	60×40	PC 14 PC 15
	210×180	—	650	750		PC 20
к8	190×160	— 450	— 550	300 650	60×40	PC 14 PC 15
	210×180	—	600	700		PC 20
	190×160	— 500	300 600	350 700	60×40	PC 14 PC 15
	210×180	—	550	700		PC 20
к9	180×180	350	450	500	40×40	PC 6
		400	500	600	60×40	PC 16
	210×180	—	—	550		PC 20

тропередач. Примеры сооружений на безростверковых свайных фундаментах показаны на рис. 8.18, а примеры сопряжения свай с колоннами и опорными балками — на рис. 8.19—8.22.

Конструкции безростверковых свайных фундаментов и материалы для их проектирования разработаны институтом Фундаментпроект применительно к сваям квадратного сечения и буронабивным сваям (инв. № 12857), полым круглым сваям и сваям-оболочкам (инв. № 12431 и 13185).

8.4.6. Фундаменты из свайных полей

Для высотных каркасных зданий, силосных корпусов, доменных печей, промышленных труб, опор цементных печей, резервуаров и др. в случаях, когда не обеспечиваются предель-

ные абсолютные и относительные деформации для фундаментных плит на естественном основании, сложенном текучими и мягкопластичными глинистыми грунтами, рыхлыми песками, илами, торфами, насыпями, просадочными грунтами, которые, как правило, прорезаются сваями, целесообразно применять фундаменты из свайных полей (рис. 8.23).

Применение свайных полей в таких грунтах обеспечивает снижение деформаций сооружений в 3—5 и более раз по сравнению с фундаментами на естественном основании.

Сваи в полях целесообразно располагать по прямоугольной сетке под прямоугольными сооружениями и по радиальным прямым под круглыми сооружениями. Для сооружений с несущими стенами (отдельные силосные башни, промышленные трубы) рекомендуются кольцевые свайные поля.

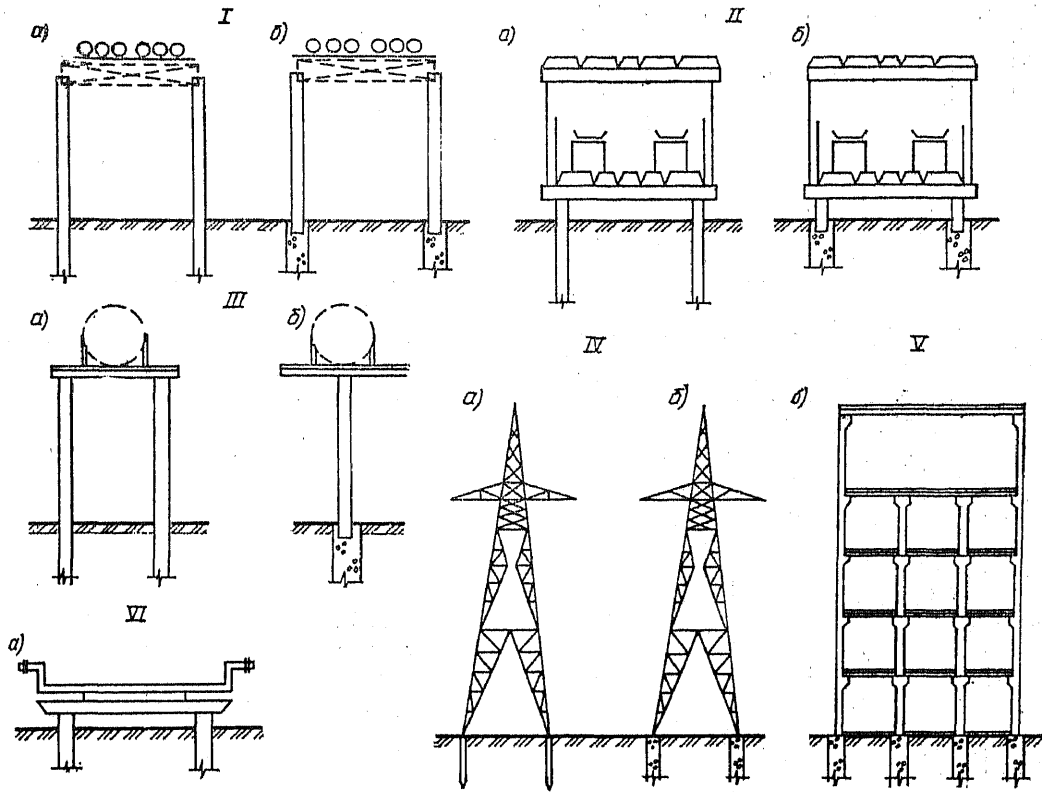


Рис. 8.18. Безростверковые свайные фундаменты

a — из забивных свай; *b* — из набивных свай; I — под технологические трубопроводы; II — под транспортные галереи; III — под горизонтальные емкости; IV — под опоры ЛЭП; V — под многоэтажные здания; VI — под электролизные ванны

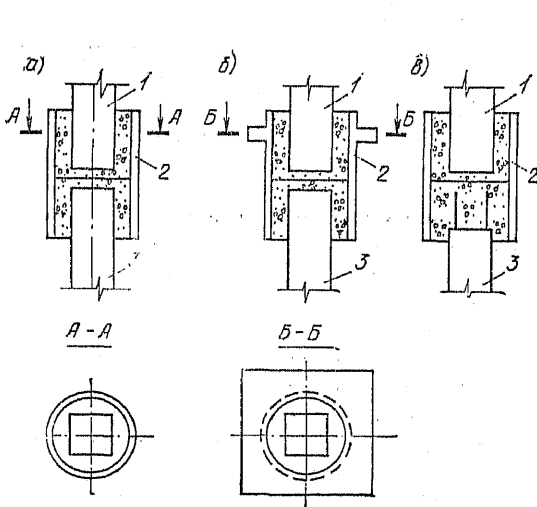


Рис. 8.19. Сопряжение забивной свай с колонной
a — средней; *b* — наружной; *b'* — средней при срубке головы свай; 1 — колонна; 2 — насадка; 3 — свая

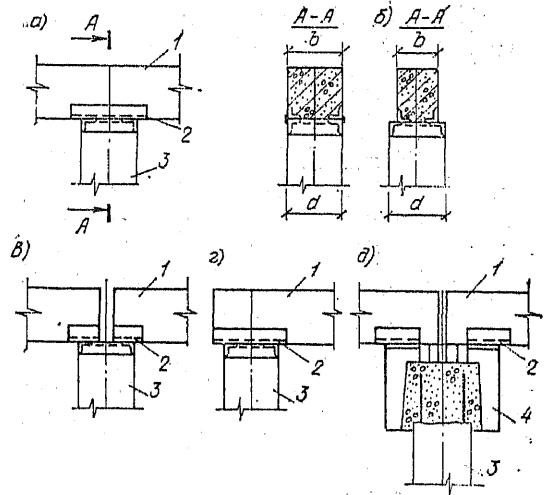


Рис. 8.20. Сопряжение свай с опорными балками
a — при $b=d$; *b* — при $b < d$; *b'* — при стыке двух балок; *a* — с концевой балкой; *a''* — с помощью оголовка; 1 — балка; 2 — сварной стык; 3 — свая; 4 — оголовок

Плитные ростверки следует принимать с наименьшей глубиной заложения, диктуемой технологическими требованиями.

Сопряжение свай с плитным ростверком производится путем заделки в ростверк голов свай на 5—10 см без выпусков арматуры. Же-

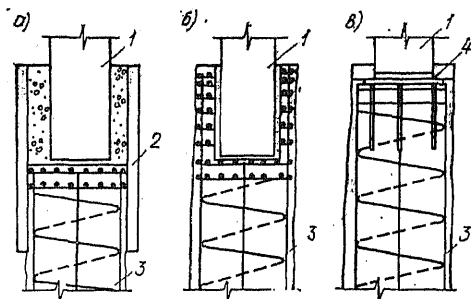


Рис. 8.21. Сопряжение набивной свая с колонной
 а — с помощью кольцевой насадки; б — устройством стакана в свае; в — сварным стыком; 1 — колонна; 2 — насадка; 3 — свая; 4 — сварной стык

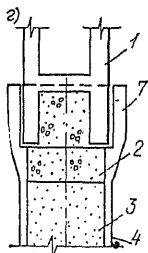
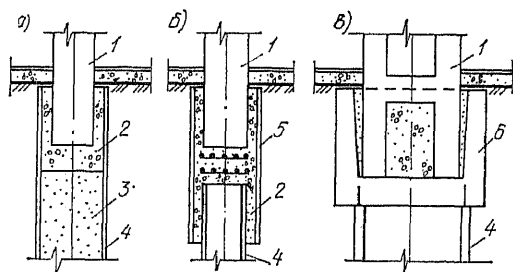


Рис. 8.22. Сопряжение полый круглой свай и свай-оболочки с колонной

а — бесстаканное; б — с помощью кольцевой насадки; в — с устройством монолитного стакана в свае; 1 — колонна; 2 — раструбное; 3 — монолитный бетон; 4 — песок; 5 — насадка; 6 — монолитный стакан; 7 — раструб

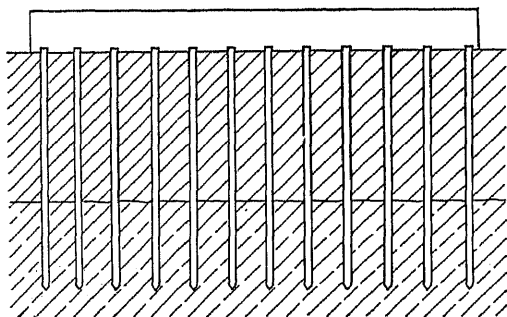


Рис. 8.23. Фундамент из свайного поля

сткая заделка свай с выпусками арматуры применяется при действии на сваю выдергивающих нагрузок. Возможно комбинированное сопряжение свай с плитным ростверком: по периметру — с выпусками арматуры, в центральной части — без выпусков.

8.4.7. Свайные фундаменты вблизи заглубленных сооружений и фундаментов под оборудование

В практике встречаются два основных случая: когда после сооружения свайного фундамента необходимо выполнить вблизи него заглубленное помещение (рис. 8.24) или когда свайный фундамент должен возводиться вблизи существующего заглубленного здания или сооружения (рис. 8.25).

Из рис. 8.24 видно, что наиболее неблагоприятным для работы свайного фундамента является вариант, когда отметка низа заглубленного помещения находится ниже отметки подошвы ростверка. Поэтому при проектировании свайных фундаментов необходимо учитывать дополнительное горизонтальное давление от грунта в строительный период при односторонней отрывке фундамента, если заглубленное сооружение возводится открытым способом.

В обоих показанных случаях ограничением является заданный размер приближения заглубленного сооружения к фундаменту, а выбор конструкции свай определяется не только инженерно-геологическими условиями площадки, но и величиной дополнительной горизонтальной нагрузки передаваемой на сваи.

Например, при сооружении главных корпусов Камского комплекса по производству большегрузных автомобилей КамАЗ фундаменты под колонны зданий, располагаемые вблизи тоннелей стружкоуборки с отметкой заложения их низа в среднем — 9,00 м, выполнялись из двух — четырех буронабивных свай диаметром 1000—1200 мм, которые откапывались на 7—9 м со стороны котлована для устройства тоннеля сборномонолитной конструкции.

При проектировании свайных фундаментов здания или сооружения, пристраиваемого к уже существующему (см. рис. 8.25), необходимо учитывать тип и конструкции фундаментов последнего.

Кроме того, необходимо учитывать состояние и тип конструкций существующего здания, а также характеристики действующего технологического оборудования для выявления динамического воздействия при производстве свайных работ.

Проектирование свайных фундаментов вблизи существующих зданий и сооружений следует выполнять с учетом рекомендаций, изложенных в «Инструкции по забивке свай вблизи зданий и сооружений», ВСН 358-76 (М., ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР, 1976).

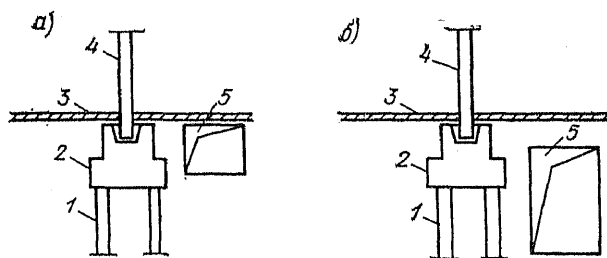
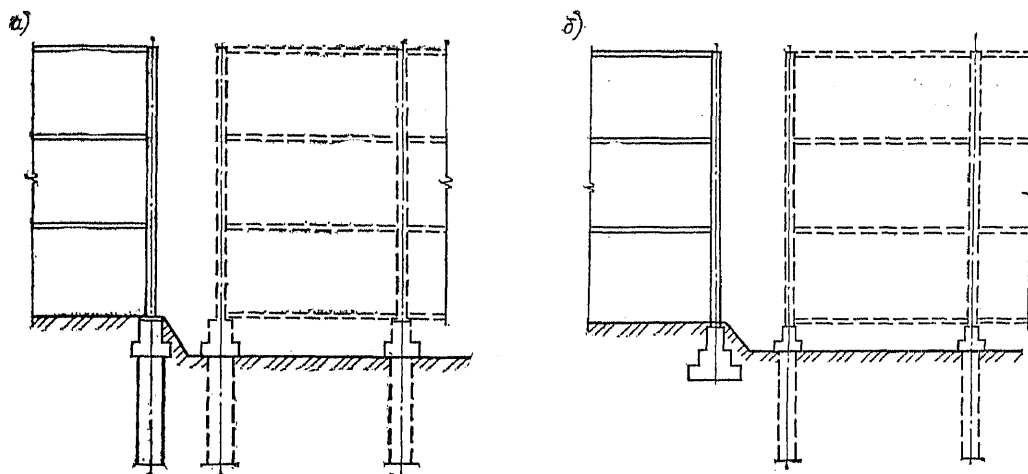


Рис. 8.24. Устройство заглубленного помещения вблизи свайного фундамента при отметке заложения низа помещения

a — выше подошвы ростверка; *б* — ниже подошвы ростверка; 1 — свая; 2 — ростверк; 3 — пол здания; 4 — колонна; 5 — заглубленное помещение

Рис. 8.25. Свайные фундаменты вблизи существующего здания

a — на свайном фундаменте; *б* — на столбчатых фундаментах



8.4.8. Бескотлованные свайные фундаменты

В отдельных случаях свайные фундаменты могут выполняться с планировочных отметок, а ростверки (сборные или монолитные) располагаться выше этих отметок. Такие конструкции называются бескотлованными. Они целесообразны для объектов, имеющих большую протяженность или занимающих большую площадь, а также при строительстве в стесненных условиях.

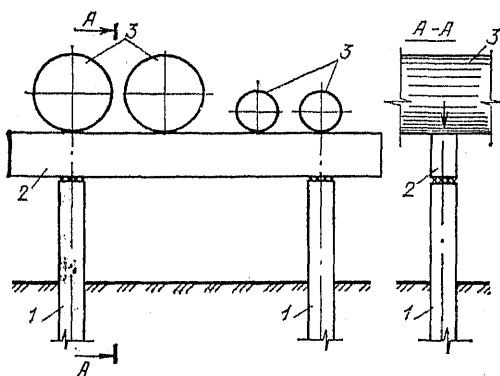


Рис. 8.26. Бескотлованная конструкция свайного фундамента под опоры трубопроводов
1 — свая; 2 — ригель; 3 — трубопроводы

Бескотлованные свайные фундаменты получили применение при строительстве опор эстакад, технологических трубопроводов, фундаментов под отдельно стоящие емкости и под прочее оборудование.

Для отдельных промышленных зданий, в которых технологическое оборудование приподнято над отметкой 0,00, а габариты ростверков не влияют на размер используемых производственных площадей, также оказывается возможным применять конструкцию этого типа. На рис. 8.26 приведена конструкция бескотлованных свайных фундаментов для опор трубопроводов.

8.5. ВЫПОЛНЕНИЕ СВАЙНЫХ РАБОТ

Для выполнения свайных работ применяется оборудование, которое можно подразделить на основное и вспомогательное. К основному оборудованию относятся: копры и молоты для погружения свай заводского изготовления; буровые станки для изготовления буронабивных свай; крановое оборудование, используемое для навесных копровых стрел или буровых рабочих органов; автобетоносмесители большой вместимости, приготовляющие и доставляющие литую бетонную смесь для буронабивных свай. К вспомогательному оборудо-

ванию относятся машины и механизмы общестроительного назначения (автотранспортные средства, машины для земляных работ, погружно-разгрузочные средства, компрессоры, оборудование для сварочных работ и т. п.). К вспомогательному оборудованию можно отнести также свайные наголовники, инвентарные хомуты для срезки голов свай, отбойные молотки, бетонлитные трубы, бункера и бады для приемки и укладки бетонной смеси.

Для контроля качества выполнения свайных работ используются приборы и оборудование, к которым относятся геодезические инструменты, отказомеры, гаммаплотномеры, приборы для неразрушающих способов определения марок бетона свай и ростверков, фактических величин защитного слоя бетона и т. п.

8.5.1. Погружение свай заводского изготовления

Сваи заводского изготовления погружаются в грунт забивкой с помощью молотов, вибропогружением с помощью вибропогружателей, вдавливанием (или вибродавливанием) с помощью специальных агрегатов.

Наиболее широкое применение на объектах промышленного и гражданского строительства получил способ забивки, а на объектах транспортного и гидротехнического строительства — способ вибропогружения.

Существует два метода погружения свай: с помощью копров, когда молот (или вибропогружатель) закрепляется в направляющих копровой стрелы, служащей для удерживания свай в заданном (вертикальном или наклонном) положении в течение всего периода погружения; бескопровой, когда молот (или вибропогружатель), подвешенный на крюке крана,

устанавливается на голову свай, которая удерживается в заданном положении инвентарным металлическим или деревянным кондуктором. Последний метод применяется главным образом для погружения свай и свай-оболочек в транспортном и гидротехническом строительстве.

По конструктивным особенностям копры подразделяются на рельсовые, самоходные и навесные. Технические характеристики копров приведены в табл. 8.27 и 8.28.

Рельсовые копры применяются, как правило, при погружении свай большой длины (до 20 м) и массы (до 8 т), а также в тех случаях, когда площадка строительства сложена от поверхности слабыми грунтами и давление на грунты дна котлована не может быть более 0,05 МПа.

Самоходные копры на базе тракторов и трубоукладчиков применяются главным образом в случаях, когда длина погружаемых свай массой до 1 т не превышает 12 м, а свайные фундаменты спроектированы в виде лент.

Навесное копровое оборудование на экскаваторах и кранах применяется для погружения свай, расположенных в плане в виде лент или групп (кустов) при длине до 14 м и массе до 6 т.

Молоты, используемые для погружения свай, по конструктивным особенностям подразделяются на механические, паровоздушные одиночного действия, дизельные штанговые и трубчатые, вибропогружатели.

Механические молоты представляют собой чугунные или стальные болванки, устанавливаемые в направляющих копровой стрелы и поднимаемые на требуемую высоту лебедкой. Сброс осуществляется механическим устройством. Масса механических молотов обычно не

ТАБЛИЦА 8.27. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КОПРОВ НА РЕЛЬСОВОМ ХОДУ

Показатель	Простые и механизированные копры					Универсальные копры				
	КП-8	КП-12	С-1006	С-582	КП-20М	С-995	С-908	КУ-20	СП-56	СП-55
Полезная высота мачты, м	8	12	12	17,5	20	12	16	20	20	25
Полная высота копра, м	15	19,5	18	23,4	28	18,3	23	28,2	28,2	36,2
Грузоподъемность, т	7,5	8,5	10	9	21	8,5	12	20	20	30
Рабочий наклон мачты:										
назад	—	—	1:3	1:3	—	1:3	1:3	1:3	1:3	1:3
вперед	—	—	1:6	1:9	—	1:3	1:6	1:10	1:8	1:8
Установочный наклон (вправо, влево), град	—	—	До 1,5	—	—	До 1,5	До 1,5	—	До 1,5	До 1,5
Угол поворота платформы, град	—	—	—	—	—	—	360	360	360	360
Изменение вылета мачты, м	—	—	1,2	—	—	1,2	1,2	1,2	1,35	1,35
Удлинение направляющих ниже головки рельсов, м	—	—	4	—	—	3,5	4	4	4	4
Ширина колеи, м	3,4	3,4	4	5,5	5,5	4	4	5,5	6	6
Масса, т:										
копра без противовеса и молота	13,6	22,1	11	7,73	32,5	20,8	36,9	49	52,5	57
противовеса	4	4,3	14	—	15,1	21	21	11,7	31,2	57
максимальная молота	3,5	4,5	6	4,2	8,5	4,5	6	8,5	12	17
Полная установленная мощность электродвигателя, кВт	28,4	49,2	31,5	10	78,2	26,8	46	92,2	66	89

ТАБЛИЦА 8.28. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НАВЕСНОГО И СМЕННОГО КОПРОВОГО ОБОРУДОВАНИЯ НА БАЗЕ ТРАКТОРОВ И ЭКСКАВАТОРОВ

Показатель	Копровое оборудование марки						Навесное оборудование на экскаваторы	
	С-870	С-878К	СП-49	КО-16	С-860	СП-50С		
Полезная высота мачты, м	8,5	8,5	12	16	10	12	10	14
Полная высота копра, м	13	13	19	23	15,5	19	14,7	21
Грузоподъемность, т	5,4	7	7	15	10	11	10	15
Рабочий наклон мачты:								
назад	1:3	1:3	1:3	1:3	1:10	1:3	—	—
вперед	1:10	1:4	1:4	1:4	1:10	1:8	—	—
Установочный наклон (вправо, влево)	1:10	1:8	1:8	1:8	1:10	1:10	—	—
Угол поворота мачты вокруг оси копра, град	—	—	—	—	360	360	330	360
Максимальное изменение вылета мачты, м	—	0,7	0,7	1	0,5	0,5	—	—
Ширина направляющих для молота, мм	360	360	360	360	360	360	360	360
Базовая машина	T-100M	T-100M	Болотин Т-100МБТТ	T-160ГП	Э-652А	ЭО-5111АС	Э-652	Э-1004 и Э-1252
Масса копрового оборудования, т:								
без молота	4,5	5,8	9,3	—	3,8	8	3,5	6,5
агрегата в целом	19	20,3	26,4	—	27	44,2	26	40
Удельное давление на грунт, МПа	0,06	0,065	0,06	—	0,087	0,08	0,08	0,085

превышает 5 т, а частота ударов — 4—12 в 1 мин. В связи с низкой производительностью механические молоты широкого применения не получили.

Паровоздушные молоты применяют, как правило, для погружения свай массой до 8 т. Эти молоты позволяют за счет регулирования высоты подъема ударной части изменять энергию удара. Их применение не зависит от осадок свай при погружении и от температуры окружающего воздуха. Недостатками паровоздушных молотов являются отсутствие энергетической автономности и необходимость обеспечения их компрессорами (или паровыми котлами) большой производительности.

Энергетической автономностью обладают дизельные молоты. Штанговые дизельные молоты предназначены для погружения деревянных и железобетонных свай массой до 2,5 т. Трубчатые дизельные молоты обладают более высокой по сравнению со штанговыми энергией удара и применяются для погружения железобетонных свай массой до 6 т.

Недостатком дизельных молотов являются ограниченные возможности в регулировании энергии удара, плохая заводимость при осадках свай более 200 мм (когда молот работает в режиме свободного сброса) и понижение работоспособности при нагревании.

Технические характеристики молотов, применяемых для погружения свай, приведены в табл. 8.29—8.32.

Вибропогружатели, характеристики которых приведены в табл. 8.32, применяются главным образом для погружения железобетонных

полых круглых свай и свай-оболочек или иногда призматических свай большой (20 м) длины.

При сооружении свайных фундаментов для объектов жилищно-гражданского и промышленного строительства наибольшее применение находят дизельные молоты (штанговые и трубчатые), на объектах транспортного и гидротехнического строительства — паровоздушные молоты и вибропогружатели.

Подбор копрового оборудования производится при следующих условиях: давление на грунт не должно превышать допустимое; копер должен обеспечивать заданную точность погружения свай в плане и по вертикали; длина свай не должна превышать полезной высоты стрелы; грузоподъемность копра должна быть больше или равна сумме масс свай, наголовника и полной массы молота.

8.5.2. Подбор молота для погружения свай

Успешное применение сваепогружающих средств зависит от правильного выбора молота или вибропогружателя.

Выбрать молот (в первом приближении) можно по отношению веса ударной части молота к весу свай, которое должно быть для штанговых дизель-молотов и молотов одиночного действия не менее 1,5 при плотных грунтах, 1,25 при грунтах средней плотности и 1 при слабых водонасыщенных грунтах. Подбор молота производится также и по приведенной ниже методике.

Исходя из принятой в проекте расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, определяется

ТАБЛИЦА 8.29. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПАРОВОЗДУШНЫХ МОЛОТОВ

Показатель	Молоты простого действия с управлением								
	ручным				полуавтоматическим			автоматическим	
	МПВП-3000	МПВП-4250	МПВП-6500	МПВП-8000	СССМ-570	С-276	СССМ-680	С-811	С-812Д
Масса, кг:									
ударной части	3000	4250	6500	8000	1800	3000	6000	6000	8000
молота общая	3267	4528	6811	8695	2700	4150	8650	8200	11000
Энергия удара, кДж	37,5	43,2	89,7	110,0	27,0	39,0	82,0	82,0	100,0
Число ударов в 1 мин	8—12	8—12	8—12	8—12	До 30	До 30	До 30	40—50	35—40
Высота подъема, мм	1250	1250	1250	1250	1500	1300	1370	1370	1370
Объемный расход воздуха, м ³ /мин	9—11	11—15	16—20	18—26	10	14	30	18—20	26
Массовый расход пара, кг/ч	500—550	600—750	1100—1300	1200—1500	545	700	1470	1250	1500
Габариты, мм:									
длина	—	—	—	—	810	1180	1410	1070	1070
ширина	—	—	—	—	780	900	880	1150	1270
высота	2850	2820	3125	2580	4840	4840	4960	4730	4730

ТАБЛИЦА 8.30. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ШТАНГОВЫХ ДИЗЕЛЬ-МОЛОТОВ

Показатель	Дизель-молоты с охлаждением							
	подвижными				неподвижными			
	ДБ-45	ДМ-58	ДМ-150	ДМ-150а	С-222	С-268	С-330	С-330А
Масса, кг:								
ударной части	140	180	190	240	1200	1800	2500	2500
молота общая	260	315	340	350	2300	3100	4200	4500
Энергия удара, кДж	1,0	1,50	1,50	1,95—2,00	—	—	—	—
Число ударов в 1 мин	96—100	100—110	100	60—65	50—55	50—55	42—50	42—50
Наибольшая высота подъема ударной части молота, мм	1000	1000	1000	1250	1790	2100	2600	2500
Габариты, мм:								
длина	500	550	620	650	850	900	870	870
ширина	360	400	450	450	800	820	980	1000
высота	1715	1940	1970	1980	3360	3820	4540	4760
Размер сечения или диаметр погружаемых свай, см	20*	18—22*	18—22*	18—22*	До 30×30**			

* Деревянные свай.

** Железобетонные свай.

ТАБЛИЦА 8.31. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ТРУБЧАТЫХ ДИЗЕЛЬ-МОЛОТОВ

Показатель	Дизель-молоты с охлаждением								
	водяным					воздушным			
	С-994	С-995	С-996 и С-996 хл	С-1047, С-1047 хл	С-1048 и С-1048 хл	С-859	С-949	С-954	С-974
Масса ударной части, кг	600	1250	1800	2500	3500	1800	2500	3500	5000
Высота подскока ударной части, мм:									
наибольшая	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
наименьшая	2000±±200	2000±±200	2000±±200	2000±±200	2000±±200	2000±±200	2000±±200	2000±±200	2000±±200
Энергия удара (при высоте подскока 2500 мм), кДж	9,0	19,0	27,0	37,0	52,0	27,0	38,0	52,0	76,0
Число ударов в 1 мин, не менее	44	44	44	44	44	44	44	44	44
Масса молота с кошкой, кг	1500	2600	3650	5500	7650	3500	5000	7500	10 100
Габариты, мм:									
длина	640	720	765	840	890	700	720	890	—
ширина	470	520	600	950	1000	790	—	1000	—
высота	3825	3955	4335	4970	5150	4190	4970	5080	5520

ТАБЛИЦА 8.32. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ВИБРОПОГРУЖАТЕЛЕЙ

Марка вибропогружателя	Номинальная мощность электродвигателя, кВт	Статический момент массы дебалансов, кН·см	Частота колебаний в 1 мин	Возмущающая сила, кН	Масса вибропогружателя, кг
ВПП-2А	40	1 000	1500	250	2 200
ВП-1	60	9 300	420	185	4 500
ВП-3М	100	26 300	408	442	7 500
ВРП-30/120	2×60	33 000	300—573	До 960	10 200
ВУ-1,6	2×75	34 600	458	960	11 900
ВП-170М	200	50 000	475—550	1000—1690	12 500
ВРП-60/200	2×100	60 000	300—460	До 1700	15 000
ВУ-3	2×2000	99 400	500—550	2600—3400	27 600

Примечания: 1. Вибропогружатели ВУ-1,6, ВРП-60/200 и ВУ-3 имеют проходное отверстие для извлечения грунта из полости свай-оболочек. 2. Вибропогружатели марки ВРП-30/120 и ВРП-60/200 позволяют бесступенчато регулировать момент дебалансов и скорости их вращения в процессе погружения свай-оболочки в зависимости от проходимых грунтов.

минимальная энергия удара \mathcal{E} по формуле

$$\mathcal{E} = 1,75aF_v, \quad (8.21)$$

где a — коэффициент, равный 25 Дж/кН; F_v — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю и принятая в проекте, кН.

Затем по таблицам технических характеристик молота подбирается такой молот, энергия удара которого соответствует минимальной. Далее производится проверка пригодности принятого молота по условию

$$(G_h + G_b)/\mathcal{E}_p \leq K_m, \quad (8.22)$$

где \mathcal{E}_p — расчетная энергия удара, Дж; G_h — полный вес молота, Н; G_b — вес свай, наголовника и подбабка, Н; K_m — коэффициент, приведенный в табл. 8.33.

ТАБЛИЦА 8.33. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K_m

Тип молота	K_m при сваях	
	железобетонных	деревянных
Трубчатые дизель-молоты и молоты двойного действия	6	5
Молоты одиночного действия и штанговые дизель-молоты	5	3,5
Подвесные молоты . . .	3	2

Примечание. При забивке стального шпунта, а также при погружении свай любого типа с подмывом значения коэффициентов увеличиваются в 1,5 раза.

Для дизель-молотов расчетная энергия удара принимается: для трубчатых $\mathcal{E}_p = 0,9G'_h h_m$; для штанговых $\mathcal{E}_p = 0,4G'_h h_m$ (где G'_h — вес ударной части молота, кН; h_m — фактическая высота падения ударной части молота, м, при выборе молотов, принимаемая на стадии окончания забивки свай для трубчатых $h_m = 2,8$ м, а для штанговых при весе ударных частей 125, 180, 250 Н — соответственно 1,7; 2 и 2,2 м).

Если при погружении ожидается прорезание свай плотных прослоек, необходимо применять молоты с большей энергией удара.

При выборе молотов для погружения на-

клонных свай следует энергию удара \mathcal{E} увеличить на коэффициент, принимаемый равным 1,1 при наклоне свай 5 : 1; 1,25 при наклоне 3 : 1; 1,7 при наклоне 1 : 1.

Необходимую марку вибропогружателя в зависимости от грунтовых условий и глубины погружения подбирают по отношению K_0/G_b (где K_0 — статический момент массы дебалансов; G_b — суммарная масса свай или свай-оболочки, наголовника и вибропогружателя, кг). Для вибропогружателей со скоростью вращения дебалансов 300—500 мин⁻¹ отношения K_0/G_b должны быть не менее приведенных в табл. 8.34.

Рекомендуемые типы вибропогружателей в зависимости от параметров погружаемых свай и грунтов приводятся в табл. 8.35.

Если сваями необходимо пройти плотные прослойки, в целях сокращения продолжительности забивки свай, обеспечения ее сохранности и погружения до заданных отметок применяются лидерные скважины или подмыв. Лидерные скважины применяются главным образом в устойчивых глинистых грунтах, где не требуется крепление стенок скважины. В остальных случаях при соответствующем обосновании применяется подмыв.

Лидерные скважины для призматических свай делаются обычно диаметром на 5 см менее диагонали поперечного сечения погружаемой свай на глубину до подошвы плотной прослойки. Для свай, выполняемых буроопускным способом, диаметр скважины должен быть не менее диагонали поперечного сечения вставляемой свай, а глубина скважины должна равняться проектной длине свай.

Подмыв свай производится с помощью специальных подмывных устройств, насосов и рукавов для подачи воды под напором 50—200 м. Для подмыва обычно применяют стальные трубы диаметром 38—62 мм, снабженные наконечниками с одним или несколькими отверстиями диаметром 15 мм.

ТАБЛИЦА 8.34. ЗНАЧЕНИЯ ОТНОШЕНИЯ K_0/G_b

Прорезаемые свай грунт	Способ погружения свай	K_0/G_b , см, при глубине погружения, м	
		до 15	более 15
Легкие: водонасыщенные пески, илы, мягко- и текучепластичные глинистые грунты Средние: влажные пески, туго- и мягкопластичные глины и суглинки Тяжелые: твердые или полутвердые глины, пески гравелистые	Без подмыва и извлечения грунта из оболочек	0,8	1,0
	Периодический подмыв и удаление грунта из оболочек	1,1	1,3
	Подмыв с удалением грунта из оболочек ниже пожа	1,3	1,6

ТАБЛИЦА 8.35. РЕКОМЕНДУЕМЫЕ ТИПЫ ВИБРОПОГРУЖАТЕЛЕЙ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ПАРАМЕТРОВ ПОГРУЖАЕМЫХ СВАЙ В ГРУНТЕ

Тип свай	Размеры поперечных сечений или диаметр свай, см	Грунт (см. табл. 8.34)	Глубина погружения, м	Рекомендуемые марки вибропогружателей
Железобетонные призматические сваи	До 35×35	Легкий Средний	До 15	ВП-1 ВП-1; ВП-3М
		Легкий Средний	Более 15	ВП-1 ВП-3М
	До 45×45	Легкий Средний	То же	ВП-3М ВРП-30/120
Железобетонные полые круглые сваи	40—60	Легкий Средний	До 15	ВП-1 ВП-3М
		Легкий Средний	Более 15	ВП-3М ВРП-30/120
Железобетонные свай-оболочки	80—120	Легкий Средний	Более 15	ВП-3М ВП-3М; ВРП-30/120
		Легкий Средний	То же	ВП-3М ВРП-30/120; ВУ-1,6
	160	Легкий Средний	До 15	ВП-3М ВРП-30/120; ВУ-1,6
		Легкий Средний	Более 15	ВУ-1,6 ВП-170М; ВРП-60/200

Для создания требуемых напора и расхода воды применяются центробежные насосы подачи 30—540 м³/ч, создающие напор от 50—240 м. Эти насосы имеют массу 100—200 кг и приводятся в движение электродвигателями мощностью примерно 15—100 кВт. Наиболее мощные насосы имеют массу 1550—2920 кг, а мощность электродвигателя — 125—350 кВт. Для подачи воды применяются резино-тканевые напорные рукава внутренним диаметром от 9 до 65 мм, рассчитанные на рабочее давление 0,15—0,2 МПа.

Отметка подошвы размыва должна быть не менее чем на 2—3 м выше проектной отметки низа свай, что устанавливается опытным путем.

8.5.3. Изготовление буронабивных свай

Как отмечалось в п. 8.1.4, классификация буронабивных свай построена в зависимости от особенностей технологии изготовления, включающей три основных элемента: бурение скважин, установку армокаркаса, укладку бетонной смеси.

Наиболее просто указанные элементы технологии изготовления буронабивных свай выполняются для свай типа БСС и БСС_м. После того как пробурена скважина, производится зачистка (или уплотнение) забоя, устанавливается армокаркас и укладывается литая бетонная смесь.

ТАБЛИЦА 8.36. ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ПРИГОТОВЛЕНИЯ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

Показатель	Передвижные бетономешалки			Стационарные бетономешалки			Автобетономешалки (миксеры)		
	СБ-27 (С-874А)	СБ-28 (С-875)	СБ-30 (С-739)	СБ-15 (С-333Г)	СБ-91	СБ-10А (С-302И)	СБ-3 (С-230А)	СБ-69 (С-1036)	СБ-92
Вместимость смесительного барабана, л	100	100	250	500	750	1200	2400	6100	6100
Объем готового замеса, л	65	65	165	330	500	800	1600	2500	4000
Частота вращения смесительного барабана, мин ⁻¹	23	23	20	18,2	18	17	12,6	8,5—12	9—14,5
Мощность электродвигателя, кВт	0,6	4,4*	1	2,8	4	13	25	29,4*	36,7*
Габариты, мм:									
длина	1680	1900	1915	2260	1750	3725	3432	6630	8030
ширина	1030	1030	1590	2180	2000	2730	4180	2650	2650
высота	1340	1340	2250	1920	1800	2526	3323	3420	3520

* Двигатель внутреннего сгорания.

Для свай типа БСВ_r бурение скважин осуществляется с закреплением стенок скважин глинистым раствором. При выполнении свай этого типа наиболее сложным является обеспечение чистоты забоя в связи с заполнением скважины глинистым раствором, а также выполнение процесса укладки бетонной смеси подводным способом методом ВПТ.

Бурение скважин для свай типа БСВ₀ производится с закреплением стенок скважин оставляемыми обсадными трубами. В этом случае также наиболее сложно обеспечить зачистку забоя скважин, так как скважины обычно бурятся станками ударно-канатного бурения, у которых инструментом для зачистки забоя является желонка — металлический стакан с клапаном в нижней части. Даже после тщательной зачистки толщина бурового шлама на забое составляет 5—10 см, что является причиной недостаточной несущей способности свай или больших осадок свай под нагрузкой. Для снижения отрицательного влияния бурового шлама, оставляемого на забое скважины, нередко укладывают на забой порции жесткой бетонной смеси или цемента, чтобы создать пробку в нижней части сваи. Такой прием дает наилучшие результаты, если обсадной трубой перекрыт водоносный горизонт и в скважине нет воды. Если грунтами основания для свай типа БСВ₀ служат скальные грунты, то для зачистки забоя от бурового шлама можно воспользоваться промывкой скважины эрлифтом до осветления воды, выносимой из скважины. В зависимости от наличия или отсутствия воды в скважине бетонную смесь укладывают насухо или под водой.

Для свай типа БСИ бурение осуществляется с закреплением стенок скважины инвентарными обсадными трубами. При выполнении

свай этого типа (как и свай типа БСВ₀) представляет затруднение зачистка забоя скважины, хотя обычно буровые стенки оборудованы ковшовыми бурами, упрощающими процесс зачистки. В целом процесс зачистки забоя скважины для свай типа БСИ решается так же, как и для свай БСВ₀. Наибольшие сложности для выполнения свай БСИ представляют укладка бетонной смеси и извлечение обсадных труб, так как необходимо обеспечить требуемую пластичность и подвижность бетонной смеси в течение всего технологического процесса бетонирования, чтобы не произошло разрыва сплошности ствола сваи или потери инвентарных обсадных труб.

Опыт применения буронабивных свай различных типов на разных объектах строительства показывает, что основным требованием при устройстве буронабивных свай является обеспечение в необходимых объемах (с заданными подвижностью, пластичностью, сроками начала схватывания) литой бетонной смесью, а также обеспечение современными средствами ее доставки — автобетоносмесителями большой вместимости, что существенно влияет на качество свайных работ и производительность труда.

Применение буронабивных свай требует тщательного анализа всех элементов технологии производства работ, поэтому их изготовление должно выполняться по тщательно разработанному проекту, в котором должны быть учтены особенности принятых конструкций свай и условий площадки строительства, а также возможности местных строительных организаций.

Технические характеристики буровых станков для приготовления бетонных смесей приведены в табл. 8.36 и 8.37.

Таблица 8.37. ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БУРОВЫХ СТАНКОВ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ НАБИВНЫХ СВАЙ

Показатель	УКС-22М	УКС-30М	БС-1М	УРБ-ЗАМ	СО-2	СО-1200/2000	СО-1200	НБО-1	МВС-1,7	СП-45
Диаметр, мм: бурения скважин	600	900	300	350—400	500—600	1800—1500	1800—1500	600—920	1300—1700	720—1220
Упирения скважин	—	—	—	—	1800	До 3000	До 2500	1600—2000	До 3500	—
Максимальная глубина бу- рения, м	300	500	300	20	30	24	28	27	До 28	До 60
Электродвигатель привода: мощность, кВт	20	49	55	—	55	—	75	55	80	75
частота вращения, мин ⁻¹	—	—	—	109,6; 189,7 313,7	1460	—	740	—	—	—
Частота вращения бурового инструмента, мин ⁻¹	—	—	—	—	2,09	6,86	7	2,14	8,4	—
Скорость бурения скважин, м/ч	—	—	—	—	До 10	До 8	До 8	До 8	4—5	—
Базовая машина установки	—	—	—	—	—	Экскаватор	Кран	Кран	Кран-экска- ватор	Экскаватор
Масса навесного бурового оборудования, т	—	—	—	—	Э-1262	Э-1262	МГК-25 или ДКЭ-251	МГК-25	Э-1258Б	Э-10011А
Габарит установки в рабо- чем положении, м: высота	5,8	6,2	7,07	—	12,6	15,6	12,7	—	—	—
длина	2,28	2,64	3,46	—	23	16	30	—	—	15,8
ширина	12,7	16,3	15,05	—	11	11	10	—	—	4,78
Масса базовой машины, т	—	—	—	—	3,2	3,2	3,8	—	—	9,43
Тип изготавливаемых свай	БСВ ₀	БСВ ₀	БСВ ₀	БСВ _г	БСС	БСС	БСС	43,2	—	—
								БСВ ₀	БСВ _г	БСИ

ТАБЛИЦА 8.38. ПООПЕРАЦИОННЫЙ КОНТРОЛЬ ЗА ИЗГОТОВЛЕНИЕМ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

Процесс	Контролируемый параметр	Кто выполняет	Техническая документация	Кому передаются материалы
Бурение скважин	<p>Плано-высотная привязка свайных групп (кустов) и отдельных свай</p> <p>Фактическое положение свайных групп (кустов) и свай</p> <p>Бурение скважины (диаметр ствола, уширения; вертикальность; способ бурения; параметры глинистого раствора, если последний применяется)</p> <p>Соответствие фактических данных по геологии принятым в проекте</p> <p>Наличие воды в скважине</p> <p>Наличие вывалов грунта рения скважины)</p> <p>Состояние забоя скважины после очистки</p> <p>Соответствие фактической конструкции армокаркасов принятой в проекте</p> <p>Фактическое положение (в плане и по высоте) армокаркаса в скважине</p> <p>Порядок бурения скважин при кустовом или рядовом расположении в плане (исключение опережающего бурения скважины)</p>	<p>Геодезическая группа</p> <p>СУ</p> <p>СУ, пост контрольный</p> <p>Строительная лаборатория — группа геологов</p> <p>То же</p> <p>Строительная лаборатория — группа геологов, контрольный пост</p> <p>То же</p> <p>Завод по изготовлению армокаркасов, контрольный пост</p> <p>СУ, контрольный пост</p> <p>То же</p>	<p>Акты разбивки</p> <p>Исполнительная съемка</p> <p>Исполнительная ведомость</p> <p>Журнал работ, акты</p> <p>То же</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>Паспорт, акты</p> <p>Исполнительная съемка</p> <p>Журнал работ</p>	<p>СУ</p> <p>Технадзор, авторский надзор</p> <p>То же</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>Технадзор, авторский надзор, СУ</p> <p>Технадзор, авторский надзор</p> <p>То же</p>
		<p>Перерывы между окончанием бурения и началом бетонирования</p> <p>Перерывы в процессе бетонирования</p> <p>Характеристика бетонной смеси</p> <p>Способ доставки бетонной смеси</p> <p>Фактическая интенсивность бетонирования</p> <p>Фактический объем бетонной смеси, уложенной в скважину</p> <p>Температура воздуха в скважине (для зимних условий)</p> <p>Температура окружающего воздуха (для зимних условий)</p> <p>Температура бетонной смеси при отгрузке на бетонном заводе</p> <p>Температура бетонной смеси перед укладкой в скважину</p> <p>Электропрогрев</p> <p>Отбор бетонных кубиков и условия их хранения</p> <p>Осадка конуса бетонной смеси перед укладкой в скважину</p>	<p>СУ, контрольный пост при участии технадзора</p> <p>То же</p> <p>Бетонный завод</p> <p>СУ, контрольный пост при участии технадзора</p> <p>То же</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>Бетонный завод</p> <p>СУ, контрольный пост при участии технадзора</p> <p>То же</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p>	<p>Журнал работ, акты</p> <p>То же</p> <p>Заводской паспорт</p> <p>Журнал работ</p> <p>То же</p> <p>Журнал работ, паспорта на бетонную смесь</p> <p>То же</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>»</p> <p>Журнал работ, паспорта</p> <p>То же</p>

ТАБЛИЦА 8.39. СПОСОБЫ КОНТРОЛЯ ПРИ БУРЕНИИ СВАЖИН

Контролируемый параметр	Способ контроля	Тип свай
Состояние скважины	Визуальный контроль с лампочкой	БСС, БССм, БСВ [*] , БСИ [*]
	Сравнение объема грунта выбуренной породы с геометрическим объемом свай	БСВ [*] _о
	По расходу глинистого раствора	БСВ _р

Продолжение табл. 8.39

Контролируемый параметр	Способ контроля	Тип свай
Вертикальность скважины	Отвесом, инклинометром	БСС, БСС _М , БСВ _О , БСВ _Р , БСИ
	По длине троса бурового снаряда, лотом	БСС, БСС _М , БСВ _О , БСВ _Р , БСИ
Размеры скважины	Шаблоном	БСС, БСС _М , БСВ _Р
	По диаметру обсадной трубы По раскрытию лопастей бурового уширителя	БСВ _О , БСИ БСС, БСС _М , БСВ _Р
Состояние забоя скважины	Стальным щупом Освещение воды, используемой при промывке	БСС, БСС _М , БСВ _О , БСИ БСВ _О , БСИ, БСВ _Р

* При сухой скважине.

ТАБЛИЦА 8.40. СПОСОБЫ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА ГОТОВЫХ СВАЙ

Контролируемый параметр	Способ контроля	Тип свай
Сплошность ствола	Сравнение объема бетона, фактически уложенного в скважину, с ее геометрическим объемом	БСС, БСС _М , БСВ _Р , БСИ
	Бурение стволов с отбором кернов	БСС, БСС _М , БСВ _О , БСВ _Р , БСИ
	Акустический метод	БСС, БСС _М , БСВ _О , БСВ _Р , БСИ
Наличие уширения	Бурение скважин малого диаметра (36 мм) в зоне уширения	БСС, БСС _М , БСВ _Р
Прочность бетона ствола	Испытание контрольных кубиков и образцов кернов на раздавливание. По скорости бурения бетона ствола (шарошечное бурение без отбора керна). Склерометрический метод для оценки прочности бетона в голове свай. Ультразвуковой метод для оценки прочности бетона в голове свай	БСС, БСС _М , БСВ _О , БСВ _Р , БСИ

8.5.4. Контроль и приемка свайных фундаментов

Контроль и приемка свай и ростверков осуществляются службой технического надзора заказчика с участием авторов проекта свайных фундаментов и строителей, выполнивших проект.

Приемка свайных фундаментов осуществляется в два приема: после выполнения свайных работ и после выполнения работ по устройству ростверков.

В процессе выполнения свайных работ и работ по устройству ростверков осуществляются авторский надзор и технический надзор заказчика за соблюдением строителями требований проекта фундаментов, проекта производства работ и за своевременным устранением выявленных дефектов или предупреждением их возникновения.

Запрещается устройство ростверков и вывод с площадки сваебойного или бурового оборудования до устранения дефектов, выявлен-

ных в процессе осуществления авторского надзора и приемки свайного поля. Также запрещается монтаж конструкций зданий и сооружений до приемки ростверков.

Для приемки свайного поля должна представляться следующая исполнительная документация:

акт на сдачу-приемку котлована под забивку (или изготовление буронабивных) свай;
акт на геодезическую разбивку осей здания и фундаментов;

паспорта заводов-изготовителей на сваи, сваи-оболочки, армокаркасы и товарный бетон (для буронабивных свай и ростверков);
исполнительные схемы расположения свай с указанием их отклонений в плане и по высоте;

журналы забивки свай или сваи-оболочек, буровые журналы и журналы бетонирования скважин (для буронабивных свай);

сводные ведомости на погруженные забивные или изготовленные буронабивные сваи;

результаты динамических испытаний забивных свай и свай-оболочек;

результаты статических испытаний свай (если они были предусмотрены);

результаты испытаний бетона буронабивных свай.

На основании анализа проектно-изыскательских и исполнительных материалов устанавливаются пригодность свайного поля и возможность дальнейшего производства работ.

Отбраковка свай заводского изготовления должна выполняться на заводе-изготовителе с тем, чтобы исключить поставку на площадку

ТАБЛИЦА 8.41. ДОПУСКАЕМЫЕ ОТКЛОНЕНИЯ СВАЙ

Отклонения	Значение допускаемых отклонений		
	при забивке свай квадратного и прямоугольного сечения, голых круглых диаметром до 0,5 м	при забивке полых круглых свай диаметром 0,5—0,8 м	при выполнении буронабивных свай диаметром более 0,5 м
По глубине скважины	—	—	±100 мм
По диаметру скважины	—	—	±50 »
По диаметру уширения	—	—	±100 »
По глубине погружения	—	—	—
при длине:			
до 10 м	0,5 м	0,5 м	—
более 10 м	1 »	1 »	—
В плане:			
а) для однорядного расположения свайного ряда:			
поперек оси	0,2 d	10 см	10 см
вдоль оси	0,3 d	15 »	15 см
б) для кустов с расположением свай в два и три ряда:			
для крайних свай поперек оси свайного ряда	0,2 b _p	—	—
для стальных свай и для крайних свай вдоль свайного ряда	0,3 b _p	—	—
в) при сплошном свайном поле под всем зданием или сооружением для свай:			
крайних	0,2 b _p	—	—
средних	0,4 b _p	—	—
г) для одиночных свай под колонну	5 см	8 см	8 см
д) для свай-колонн	3 »	—	—
По вертикали	1%	1%	1%

строительства свай, изготовленных с отклонениями сверх допускаемых по действующим стандартам на сваи. Контроль качества изготовления буронабивных свай выполняется в соответствии с рекомендациями, приведенными в табл. 8.38—8.40. Отклонения свай в плане не должны превышать допускаемых, приведенных в табл. 8.41.

Число свай, имеющих максимальные отклонения, не должно превышать 25 % общего числа свай при ленточном расположении и 5 % при сваях-оболочках. Вопрос использования свай, имеющих отклонения сверх допускаемых, устанавливается автором проекта свайных фундаментов.

Бетонирование ростверка может производиться только после приемки свай, устройства подготовки, установки и приемки арматурных сеток, стержней, закладных деталей анкерных плит, болтов (при стальных колоннах) или стаканобразующих вкладышей (при сборных железобетонных колоннах). Следует обращать особое внимание на необходимость надежного крепления анкерных болтов или стаканобразующих вкладышей к опалубке, так как от точности их положения зависит точность установки колонн здания или сооружения.

Габариты ростверков и высотные отметки их элементов (верха, подошвы, ступеней, дна стакана, если последний предусмотрен, и т. п.) должны соответствовать проектным. Изменения габаритов ростверков, вызванные, например, отклонениями свай в плане сверх допускаемых, забивкой дублированных свай и т. п., должны быть согласованы с авторами проекта подземного хозяйства здания (каналы, приямки, заглубленные помещения и т. п.).

При установке опалубки следует следить за тем, чтобы все сваи, предусмотренные проектом или назначенные дополнительно свайдубли, входили в тело ростверка, т. е. находились внутри контура устанавливаемой опалубки.

Головы свай должны быть срублены на одной заданной в проекте отметке, так как по ним укладывается нижняя арматурная сетка и, таким образом, от отметок голов свай после срубки зависит требуемое по расчету положение нижней рабочей арматуры ростверка.

Ростверк должен изготавливаться из бетона проектной марки. Снижение (по сравнению с проектной) марки бетона ростверка может привести к недостаточной его прочности при работе на поперечную силу.

Монтаж несущих конструкций здания или сооружения допускается только после приемки ростверков.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лебедев В. В., Шеляпин Р. С. Приближенное определение осадки круглого заглубленного фундамента. — Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура, 1970, № 11, с. 36—39.

2. Ободовский А. А. Проектирование свайных

3. Руководство по проектированию свайных фундаментов. — М.: Стройиздат, 1980. — 150 с.

4. Poulos H. G. Estimation of pile group settlements Ground Eng., March, 1977, s. 10, No. 2, p. 40—49.

Глава 9. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МАШИН И ОБОРУДОВАНИЯ С ДИНАМИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ

9.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

Фундаменты машин и оборудования с динамическими нагрузками должны рассчитываться на действие статических и динамических нагрузок и проектироваться таким образом, чтобы обеспечить нормальную работу установленных на них машин и технологического оборудования, а также исключить вредное воздействие вибраций на расположенные вблизи строительные конструкции, оборудование и аппаратуру, обеспечить допустимый уровень вибраций, соответствующий требованиям санитарных норм. При этом фундаменты должны быть экономичными и соответствовать современной технологии производства работ.

Статические нагрузки слагаются из веса фундамента и грунта на обрезах фундамента, веса машины и вспомогательного оборудования.

Динамические нагрузки, вызываемые действием неуравновешенных сил и моментов, возникающих при возвратно-поступательном, вращательном и тому подобном движении масс машины, ударами движущихся или падающих частей, могут быть либо периодическими (неуравновешенные силы инерции, величина и направление которых определяются законами изменения во времени их главного вектора и главного момента), либо импульсными, ударными, представляющими собой отдельные или действующие один за другим удары, толчки и т. п., либо случайными. Периодические нагрузки возникают при работе большинства современных машин с установившимся движением (периодического действия) — машин с вращающимися частями, с кривошипно-шатунными механизмами, дробилок и др. Импульсные, ударные и случайные нагрузки возникают при работе машин с неустановившимся движением (непериодического действия) — кузнечно-прессового оборудования, копровых бойных площадок, мельниц и др.

Различают длительные и кратковременные динамические нагрузки. К длительным относятся нагрузки, возникающие при продолжительной работе машин в рабочем режиме, многократные импульсные, ударные и случайные нагрузки. К кратковременным относятся одиночные импульсы, кратковременные перегрузки в аварийных режимах, нагрузки, возникающие при переходе через резонанс во время пуска или остановки машины, и пр.

Значения динамических и частично стати-

ческих нагрузок, как правило, даются заводом-изготовителем в техническом задании на проектирование фундамента. В техническом задании должны быть указаны:

величины нормативных статических нагрузок от машин и вспомогательного оборудования (общие и отдельно для неподвижных и движущихся частей машины) с указанием координат точек их приложения и направления их действия; при наличии перемещающихся частей — предельные положения их перемещения;

данные об амплитудах, частотах, фазах, местах приложения и направлениях действия динамических нагрузок.

При отсутствии указанных данных в задании на проектирование динамические нагрузки допускается определять по формулам главы СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» [10] или «Инструкции по определению динамических нагрузок от машин, установленных на перекрытиях промышленных зданий» [3].

Фундаменты машин и их основания рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе — по несущей способности, по второй группе — по деформациям (колебаниям, прогибам, осадкам), затрудняющим нормальную эксплуатацию установленных на этих фундаментах машин и оборудования или соседних объектов, чувствительных к вибрациям.

По первой группе предельных состояний выполняется:

проверка среднего статического давления под подошвой для фундаментов на естественном основании или несущей способности основания для свайных фундаментов; эта проверка производится для всех без исключения типов машин;

расчет прочности отдельных элементов конструкции фундамента; расчет выполняется для отдельных элементов рамных и стенчатых фундаментов, а также для отдельных сечений массивных фундаментов, ослабленных отверстиями или выемками;

определение (в некоторых случаях) реакции основания (сила реакции и реактивный момент).

Расчет фундаментов по второй группе предельных состояний включает:

определение амплитуд колебаний фундаментов или отдельных их элементов; расчет производится в соответствии с главой СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагруз-

ками. Нормы проектирования» в случаях, указанных в этой главе, и является определяющим при проектировании фундаментов машин с динамическими нагрузками;

определение осадок и деформаций (прогибов, крена и т. п.) фундаментов или их элементов; эти расчеты выполняются в отдельных случаях для ответственных сооружений (например, фундаментов турбоагрегатов, фундаментов станков) при наличии в задании на проектирование технологических требований, ограничивающих перемещения и деформации фундаментов для обеспечения нормальной эксплуатации оборудования.

9.1.1. Расчет по первой группе предельных состояний

А. ПРОВЕРКА СРЕДНЕГО СТАТИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ ПОД ПОДОШВОЙ ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

При проверке среднего статического давления под подошвой фундамента учитываются только статические нагрузки. Влияние динамических нагрузок учитывается коэффициентами условий работы грунтов основания γ_{c0} и γ_{c1} , зависящими от величины и характера динамического воздействия, типа грунта и других факторов.

Фундаменты машин с динамическими нагрузками проектируются, как правило, достаточно жесткими, причем общий центр тяжести проектируемого фундамента, машины, засыпки грунта на обрезах и выступах фундамента и центр тяжести площади подошвы фундамента обычно располагаются на одной вертикали. Допускаемый эксцентриситет не должен превышать 3 % размера стороны подошвы фундамента, в направлении которой происходит смещение центра тяжести, для грунтов с расчетным сопротивлением $R_0 \leq 150$ кПа и 5 % для грунтов с $R_0 > 150$ кПа. Поэтому проверка среднего статического давления под подошвой фундамента при устройстве фундаментов на естественном основании производится в большинстве случаев как при центральном сжатии по формуле

$$p \leq \gamma_{c0} \gamma_{c1} R, \quad (9.1)$$

где p — среднее давление на основание под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок (вес фундамента, грунта на его обрезах, машины и вспомогательного оборудования с коэффициентом перегрузки $\lambda=1$); γ_{c0} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий характер динамических нагрузок и ответственность машины (табл. 9.1); γ_{c1} — коэффициент условий работы грунтов основания, учитывающий возможность возникновения длительных деформаций при действии динамических нагрузок (см. табл. 9.1); R — расчетное сопротивление основания, определяемое с учетом размеров и глубины заложения фундамента.

ТАБЛИЦА 9.1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ γ_{c0} И γ_{c1}

Машины	γ_{c0}	γ_{c1}
С вращающимися частями	0,8	0,7* 1,0
С кривошипно-шатунными механизмами	1,0	0,6* 1,0
Кузнечные молоты	0,5	0,8** 1,0
Формовочные машины литейного производства и производства сборного железобетона	0,5	0,7** 1,0
Дробилки (щековые, конусные, молотковые)	0,8	0,7* 1,0
Прессы	1,0	1,0
Мельничные установки	0,8	0,7* 1,0
Прокатное оборудование	1,0	1,0

Примечание. Цифры, отмеченные звездочкой, относятся к мелким и пылеватым водонасыщенным пескам и глинистым грунтам текучей консистенции; цифры, отмеченные двумя звездочками, — ко всем водонасыщенным пескам, к мелким и пылеватым маловлажным пескам и глинистым грунтам текучей консистенции; не отмеченные цифры — ко всем грунтам.

Б. ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет свайных фундаментов машин по несущей способности грунтов основания производится на основное сочетание нагрузок, при этом расчетная несущая способность грунтов основания одиночной сваи F_d определяется с учетом динамических воздействий. Для свай-стоек и висячих свай эта величина определяется по формуле

$$F_d = \gamma_p \gamma_{1p} F_s, \quad (9.2)$$

где F_s — несущая способность сваи в статических условиях, определяемая в зависимости от вида свай и грунтовых условий; $\gamma_p \gamma_{1p}$ — коэффициенты условий работы грунтов основания, принимаемые для висячих свай $\gamma_p=0,8$, для свай-стоек $\gamma_p=1$; при прорезании висячими сваями рыхлых песков любой крупности и влажности, мелких и пылеватых водонасыщенных песков и глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,6$ коэффициент $\gamma_p=0,7$; при опирании висячих свай на такие грунты γ_{1p} следует определять по результатам испытаний динамической нагрузкой; для остальных видов и состояний грунтов, а также для свай-стоек $\gamma_{1p}=1$.

В. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТА

Расчет прочности производится для отдельных, подвергающихся действию динамических нагрузок элементов рамных и стенчатых фундаментов (стоек и ригелей рам, балок, стен, плит, консольных выступов), фундаментов плитного или балочного типа, а также отдельных сечений массивных фундаментов,

ослабленных отверстиями и выемками. Расчет производится по общим правилам, изложенным в главе СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции», на расчетные нагрузки от веса фундамента, машины, вспомогательного оборудования и засыпки грунта, а также на расчетные статически действующие нагрузки, эквивалентные максимально возможному воздействию машины.

Статические нагрузки, включающие постоянно действующие нагрузки от веса фундамента, машины, вспомогательного оборудования и засыпки грунта, определяются как произведение нормативных значений нагрузок на коэффициент перегрузки n .

Нагрузки, заменяющие динамическое действие движущихся частей машины или представляющие собой какой-либо особый вид силового воздействия (например, тягу вакуума, момент короткого замыкания), определяются по формуле

$$F_d = n\eta F_n, \quad (9.3)$$

где n и η — коэффициенты перегрузки и динамичности (табл. 9.2); F_n — нормативное значение динамической нагрузки, соответствующее нормальному эксплуатационному режиму работы машины и принятое по заданию на проектирование, или по главе СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагрузками», или по Инструкции [3].

ТАБЛИЦА 9.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПЕРЕГРУЗКИ И ДИНАМИЧНОСТИ

Машины	n	η_h	η_D
Машины с вращающимися частями при частоте вращения, мин ⁻¹ :			
менее 500	4	2	3
от 500 до 1500	4	2	6
свыше 1500	4	2	10
Машины с кривошипно-шатунными механизмами	2	1	1
Дробилки щековые и конусные	1,3	1,2	
Дробилки молотковые	4	1	
Прокатное оборудование	1,2	2	

Примечание. η_h , η_D — коэффициенты динамичности для определения горизонтальных и вертикальных расчетных динамических нагрузок.

9.1.2. Расчет по второй группе предельных состояний

Основным требованием, предъявляемым к фундаментам машин при их проектировании и выборе размеров, является соблюдение условия, чтобы амплитуды колебаний фундамента или отдельных его элементов не превышали допускаемых, принимаемых по главе СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» (табл. 9.3) или в соответствии с заданием на проектирование фундамента.

ТАБЛИЦА 9.3. ДОПУСКАЕМЫЕ АМПЛИТУДЫ КОЛЕБАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Машины	A_{adm} , мм
Машины с вращающимися частями при частоте вращения, мин ⁻¹ :	
менее 500	0,2
от 500 до 750	0,15
от 750 до 1000	0,1
свыше 1000	По заданию на проектирование
Машины с кривошипно-шатунными механизмами при частоте вращения, мин ⁻¹ :	
более 600	0,1/0,05
от 600 до 400	0,1—0,15/0,07
от 400 до 200	0,15—0,25/0,1
менее 200	0,25 (0,3)*/0,15
Дробилки (щековые, конусные, молотковые)	0,3
Кузнечные молоты	0,8**; 1,2
Прессы	0,25
Формовочные машины литейного производства	0,5
Формовочные машины производства сборного железобетона	По санитарным нормам
Мельничные установки	0,1

* Для фундаментов высотой более 5 м.

** При возведении фундаментов на всех водоносных песках, а также на мелких и пылеватых маловлажных песках.

Примечания: 1. Для машин с кривошипно-шатунными механизмами значения амплитуд, приведенные перед чертой, относятся к I гармонике, за чертой — ко II гармонике.

2. Для промежуточных значений частоты вращения допускаемая амплитуда определяется интерполяцией.

Расчет колебаний производится на действительные расчетные динамические нагрузки, определяемые как произведение нормативной динамической нагрузки на коэффициент перегрузки $n=1$.

Расчетная схема массивного фундамента под машину при расчете колебаний представляется в виде твердого тела, опирающегося на пружины и демпферы. Масса твердого тела принимается равной сумме масс фундамента и машины, а для свайных фундаментов добавляется также и часть массы свай. Податливость пружин моделирует податливость основания фундамента. Предполагается, что сопротивление пружин пропорционально перемещению фундамента, тем самым пружины характеризуют только одним параметром — коэффициентом жесткости. Принимается также, что силы демпфирования пропорциональны скорости колебаний фундамента. В соответствии с такой расчетной схемой [8] вынужденные вертикальные колебания фундамента описываются дифференциальным уравнением

$$m\ddot{z} + B_z \dot{z} + k_z z = F_z e^{i\omega t}, \quad (9.4)$$

а вынужденные горизонтально-вращательные колебания фундамента — системой дифферен-

циальных уравнений:

$$\left. \begin{aligned} m\ddot{x} + B_x(\dot{x} - h_1\dot{\varphi}) + k_x(x - h_1\varphi) &= F_x e^{i\omega t}; \\ \theta\ddot{\varphi} - B_x h_1(\dot{x} - h_1\dot{\varphi}) - k_x h_1(x - h_1\varphi) + B_\varphi\dot{\varphi} + (k_\varphi - mgh_1)\varphi &= M e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} (9.5)$$

где m — масса установки (фундамента, машины, грунта) на обрезках фундамента; θ — момент инерции массы установки относительно оси вращения; B_z , B_x , B_φ — коэффициенты демпфирования основания для вертикальных, горизонтальных и вращательных колебаний; k_z , k_x , k_φ — коэффициенты жесткости основания при упругом равномерном сжатии, равномерном сдвиге и неравномерном сжатии; z , x , φ — соответственно вертикальные и горизонтальные смещения центра тяжести установки и угол поворота фундамента относительно оси, проходящей через центр тяжести установки перпендикулярно плоскости колебаний; h_1 — расстояние от общего центра тяжести установки до подошвы фундамента; F_z , F_x , M — вертикальная и горизонтальная составляющие возмущающих сил и момент от возмущающих сил относительно оси, проходящей через центр тяжести установки перпендикулярно плоскости колебаний; ω — угловая частота вращения машины, с^{-1} ; угловая частота вращения машины связана с периодом T , с , и частотой f , Гц, формулой $\omega = 2\pi f = 2\pi/T$.

Дифференциальные уравнения свободных колебаний системы соответствуют уравнениям (9.4) и (9.5) при $F_z = F_x = M = 0$.

9.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УПРУГИХ И ДЕМПИРУЮЩИХ ХАРАКТЕРИСТИК ОСНОВАНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ФУНДАМЕНТОВ

9.2.1. Коэффициенты жесткости и демпфирования для фундаментов на естественном основании

Основным параметром, характеризующим упругие свойства оснований фундаментов, является коэффициент упругого равномерного сжатия C_z . Его следует определять экспериментально. При отсутствии экспериментальных данных величину C_z , kH/m^2 , допускается определять для фундаментов с площадью подошвы A не более 200 м^2 по формуле

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{A_0/A} \right), \quad (9.6)$$

где b_0 — коэффициент, м^{-1} , принимаемый равным: для песков 1, для супесей и суглинков 1,2, для глин и крупноблочных грунтов 1,5; E — модуль деформации грунта, kPa , определяемый в соответствии с требованиями главы СНиП «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования»; A — площадь подошвы фундамента, м^2 ; $A_0 = 10 \text{ м}^2$.

Модуль деформации грунта, как правило, должен определяться по результатам полевых штамповых испытаний. При отсутствии таких испытаний допускается пользоваться табличными данными.

Для фундаментов с площадью подошвы A , превышающей 200 м^2 , значение коэффициента

C_z принимается как для фундаментов с площадью подошвы $A = 200 \text{ м}^2$.

Коэффициент C_z характеризует жесткость основания при поступательном вертикальном перемещении фундамента.

Помимо C_z в расчетах используются коэффициент упругого неравномерного сжатия C_φ , kH/m^2 (при повороте фундамента относительно горизонтальной оси, проходящей через его подошву), упругого равномерного сдвига C_x , kH/m^2 (при горизонтальном поступательном перемещении фундамента), и упругого неравномерного сдвига C_ψ , kH/m^2 (при вращении относительно вертикальной оси). Их значения принимаются [1]:

$$\left. \begin{aligned} C_\varphi &= 2C_z; \quad C_x = 0,7C_z; \\ C_\psi &= C_z. \end{aligned} \right\} (9.7)$$

Коэффициенты жесткости для естественных оснований фундаментов определяются по формулам:

при вертикальных поступательных колебаниях фундамента,

$$k_z = C_z A; \quad (9.8)$$

при горизонтальных поступательных колебаниях фундамента

$$k_x = C_x A; \quad (9.9)$$

при вращательных колебаниях относительно горизонтальной оси, проходящей через подошву фундамента,

$$k_\varphi = C_\varphi I_\varphi; \quad (9.10)$$

при вращательных колебаниях относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента,

$$k_\psi = C_\psi I_\psi, \quad (9.11)$$

где I_φ и I_ψ — моменты инерции подошвы фундамента относительно горизонтальной и вертикальной осей.

Основной причиной, определяющей затухания колебаний фундаментов, является потеря энергии на возбуждение упругих волн в грунте, которые переносят энергию от фундамента в отдаленные от него части грунтового массива, где эта энергия постепенно поглощается за счет неупругого сопротивления грунта. Однако при описании колебаний самого фундамента учит потерю энергии за счет излучения упругих волн удобнее вести в рамках теории вязкого сопротивления, которое зависит от тех же параметров, что и жесткость естественного основания, т. е. от вида грунта, его упругих свойств и площади подошвы. Следовательно, коэффициенты демпфирования и коэффициенты жесткости для естественных оснований связаны между собой [2]. Демпфирующие свойства определяются коэффициентами относительного

демпфирования ξ (доля критического затухания колебаний), определяемыми, как правило, по результатам испытаний.

Коэффициент относительного демпфирования для вертикальных колебаний ξ_z связан с коэффициентом демпфирования упруго-вязкого основания B_z в уравнении (9.4) следующим образом:

$$\xi_z = \frac{B_z}{2m\lambda_z} = \frac{B_z}{2\sqrt{k_z m}}, \quad (9.12)$$

где λ_z — угловая частота свободных вертикальных колебаний установки.

При отсутствии экспериментальных данных коэффициент относительного демпфирования при вертикальных колебаниях фундамента допускается определять по формулам:

для установившихся (гармонических) колебаний

$$\xi_z = 2/\sqrt{p}; \quad (9.13)$$

для неустановившихся (импульсных) колебаний

$$\xi_z = 6\sqrt{E/(C_z p)}, \quad (9.14)$$

где p — среднее статическое давление, кПа, на основании под подошвой фундамента от расчетных статических нагрузок при коэффициенте перегрузки, равном 1.

Значения ξ_z , рассчитанные по формуле (9.13), примерно в 1,5 раза меньше, чем полученные по формуле (9.14). Значения ξ_z вычисляются по формуле (9.13) при определении амплитуд вынужденных установившихся колебаний и при определении темпа уменьшения амплитуд свободных колебаний фундамента в конце процесса колебаний (ориентировочно после двух-трех циклов свободных колебаний, возбужденных некоторой причиной — ударом, импульсом, начальным отклонением и т. п.). Формула (9.14) применима для оценки наибольших перемещений фундамента при свободных колебаниях под действием импульса. Меньшие значения ξ_z , вычисляемые по формуле (9.13), учитывают частичный возврат энергии колеблющемуся фундаменту упругими волнами, отразившимися от более плотных глубоких слоев грунта.

Значения коэффициентов относительного демпфирования для горизонтальных колебаний ξ_x и вращательных колебаний относительно горизонтальной ξ_φ и вертикальной ξ_ψ осей принимаются:

$$\xi_x = 0,6\xi_z; \quad \xi_\varphi = 0,5\xi_z; \quad \xi_\psi = 0,3\xi_z. \quad (9.15)$$

Если из опытов известны модули затухания Φ , с, колебаний фундаментов [7], то коэффициенты относительного демпфирования можно вычислить по формуле

$$\xi_{z,x,\varphi,\psi} = \Phi_{z,x,\varphi,\psi} \lambda_{z,x,\varphi,\psi} / 2, \quad (9.16)$$

где $\lambda_z, \lambda_x, \lambda_\varphi$ и λ_ψ — соответственно угловые частоты свободных колебаний фундамента — вертикальных, горизонтальных и вращательных относительно горизонтальной и вертикальной осей.

9.2.2. Коэффициенты жесткости и демпфирования для свайных фундаментов. Определение приведенной массы

При определении податливости свай в вертикальном направлении принята расчетная схема в виде сжимаемого стержня в упругой винклеровой среде, препятствующей вертикальным перемещениям каждого сечения стержня (вдоль его оси); торец стержня опирается на пружину.

Ниже даны формулы для определения приведенной массы m_{red} свайного фундамента и приведенных коэффициентов жесткости $k_{z,red}$, $k_{\varphi,red}$, $k_{x,red}$, $k_{\psi,red}$, которые используются в расчетах вертикальных, горизонтально-вращательных и крутильных колебаний фундаментов во всех формулах вместо массы m (фундамента и машины) и коэффициентов жесткости k_z , k_φ , k_x , k_ψ .

Для вертикальных колебаний фундаментов:

$$m_{red} = m_r + \beta^* \sum_{i=1}^N m_{pi}; \quad (9.17)$$

$$k_{z,red} = N E_{bt} d^3 \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} \operatorname{th} \bar{\beta} l + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha \operatorname{th} \bar{\beta} l}; \quad (9.18)$$

$$\bar{\beta} = k_1 / \sqrt{E_{bt} d}; \quad \alpha = C_z^* / E_{bt}, \quad (9.19)$$

где m_r — общая масса ростверка с установленной на нем машиной, т; m_{pi} — масса i -й свай, т; N — число свай; $\beta^* = k_2 [0,2 + 0,8 \operatorname{th}(6/l)]$; th — тангенс гиперболический; C_z^* — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта на уровне нижних концов свай, кН/м³, определяемый по формуле (9.6), в которой A принимается равной площади поперечного сечения свай, а значение b_0 для забивных свай удваивается; E_{bt} — начальный модуль упругости бетона, кПа, принимаемый в соответствии с главой СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования»; l — длина свай, м; d — длина стороны поперечного сечения свай, м; k_1 — коэффициент, учитывающий упругое сопротивление грунта по боковой поверхности свай; принимается равным $3 \cdot 10^2$ кПа^{1/2} м^{-1/2}; k_2 — коэффициент, учитывающий влияние свойств прорезаемого свайей грунта на приведенную массу свайного фундамента, принимается равным 2.

Для горизонтально-вращательных колебаний фундаментов:

$$m_{red} = m_r; \quad (9.20)$$

$$\theta_{red} = \theta_r + \beta^* \sum_{i=1}^N m_{pi} r_i^2; \quad (9.21)$$

$$\theta_{0,red} = \theta_{red} + k_0^2 m_r; \quad (9.22)$$

$$k_{\varphi,red} = \frac{k_{z,red}}{N} \sum_{i=1}^N r_i^2, \quad (9.23)$$

где θ_r — момент инерции массы ростверка и машины относительно горизонтальной оси, проходящей через их общий центр перпендикулярно плоскости колебаний, т·м²; h_0 — расстояние от центра массы m_r до подошвы ростверка, м; r_i — расстояние от оси i -й свай до оси поворота подошвы фундамента, м; $k_{z,red}$ — приведенный коэффициент жесткости свайного фундамента, кН/м, определяемый по формуле (9.18).

Для горизонтальных колебаний фундаментов приведенная масса фундамента m_{red} определяется по формуле (9.17), как и для вертикальных колебаний, при $k_2 = 2/3$. Коэффициент жесткости при упругом равномерном сдвиге, кН/м, определяется по формуле

$$k_{x,red} = N\alpha'^3 E_{\delta t} I / q, \quad (9.24)$$

где $E_{\delta t} I$ — жесткость поперечного сечения свай на изгиб, кПа·м⁴; α' — коэффициент упругой деформации системы «свая—грунт»: $\alpha' = 1,6\alpha_d$ (здесь α_d — коэффициент деформации свай, определяемый как и при расчете свай на статические горизонтальные нагрузки).

Значения коэффициента q вычисляются следующим образом:

для свай, шарнирно сопряженных с низким ростверком, и для свай, заземленных в низкий ростверк, по формулам:

$$q = D_0; \quad (9.25)$$

$$q = D_0 - b_0^2 / C_0; \quad (9.26)$$

для свай, шарнирно сопряженных с высоким ростверком, и для свай, заземленных в высокий ростверк, по уравнениям:

$$q = a_0; \quad (9.27)$$

$$q = a_0 - b_0', \quad (9.28)$$

$$a_0 = D_0 + 2B_0 l_0 \alpha' + C_0 (l_0 \alpha')^2 + (l_0 \alpha')^3 / 3; \quad (9.29)$$

$$b_0' = \frac{1}{C_0 + l_0 \alpha'} \left[B_0 + C_0 l_0 \alpha' + \frac{(l_0 \alpha')^2}{2} \right]; \quad (9.30)$$

здесь D_0, B_0, C_0 — коэффициенты, зависящие от приведенной глубины погружения свай $l' = \alpha' l$ и условий опирания нижнего конца свай; l_0 — расстояние от подошвы ростверка до поверхности грунта.

Для крутильных колебаний фундамента момент инерции массы свайного фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\theta_{\psi,red} = \theta_{\psi,r} + \beta^* \sum_{i=1}^N m_{pi} \bar{r}_i^2. \quad (9.31)$$

Коэффициент жесткости при упругом равномерном сдвиге вычисляется по выражению

$$k_{\psi,red} = \frac{k_{x,red}}{N} \sum_{i=1}^N \bar{r}_i^2, \quad (9.32)$$

где $\theta_{\psi,r}$ — момент инерции массы ростверка и машины относительно вертикальной оси, проходящей

через центр тяжести подошвы фундамента, т·м²; \bar{r}_i — расстояние от оси i -й свай до вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, м.

9.3. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

9.3.1. Исходные данные для проектирования фундаментов машин и оборудования

В задании на проектирование фундаментов машин и оборудования с динамическими нагрузками должно содержаться следующее:

техническая характеристика машины, в которой указываются наименование машины и завода-изготовителя, тип машины, частота вращения, мощность, общий вес и вес движущихся частей, скорость движущихся частей в момент удара и пр.;

данные о величинах, местах приложения и направлениях действия статических нагрузок, а также об амплитудах, частотах, фазах, местах приложения и направлениях действия динамических нагрузок, в том числе усилий, действующих на расчетные (силовые) фундаментные болты;

данные о предельно допускаемых амплитудах колебаний фундамента или его отдельных частей;

данные о предельно допускаемых деформациях фундамента и его основания: осадка, крен, прогиб фундамента и его элементов, вытекающие из условий технологического процесса и нормальной работы машины или оборудования;

данные об усилиях на расчетные фундаментные болты;

строительное задание завода-изготовителя на устройство фундамента с указанием габаритов фундамента, необходимых для установки машины и вспомогательного оборудования, расположения и размеров выемок, выступов, каналов, отверстий для фундаментных болтов, закладных деталей, коммуникаций и пр., необходимых по технологии для данного типа машины или оборудования, размеров подливки, конструкции и расположения фундаментных болтов; кроме того, в строительном задании должно быть отмечено, какие вспомогательные детали крепления и пр. не поставляются с оборудованием и должны быть разработаны при проектировании фундамента;

особые требования к проектной марке бетона по прочности, морозостойкости и водонепроницаемости;

привязка основных осей машины или проектируемого фундамента к основным осям здания (сооружения);

чертежи фундаментов и конструкций зда-

ния (сооружения), в котором размещается машина (планы, разрезы с основными размерами и высотными отметками), чертежи подземного хозяйства в месте установки машины;

данные о виде и расположении имеющихся в здании (сооружении) оборудования и коммуникациях или намечаемых к возведению фундаментов вблизи проектируемого;

данные об инженерно-геологических условиях площадки строительства и физико-механических характеристиках грунтов основания на глубину сжимаемой толщи;

специальные требования по защите фундамента или его отдельных частей от подземных вод, агрессивного воздействия технологических жидкостей и смазочных материалов, от воздействия высоких и низких (отрицательных) температур и пр.;

данные о материале, расположении и размерах футеровки участков фундамента, подверженных воздействию высоких температур;

данные о режиме работы машин во времени для фундаментов, строящихся на вечномерзлых грунтах основания.

Кроме общих данных, перечисленных выше, в задании на проектирование должны быть приведены дополнительные данные и требования, вытекающие из специфики машины каждого вида.

9.3.2. Основные требования по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками

Фундаменты машин с динамическими нагрузками должны проектироваться исходя из условий прочности, устойчивости и экономичности, а также недопустимости возникновения вибраций (уровень которых выше предельно допускаемых санитарными нормами для обслуживающего персонала) препятствующих нормальной работе самой машины и ходу технологических процессов, оказывающих вредное влияние на работу приборов и оборудования, расположенных на соседних фундаментах, или вызывающих недопустимые колебания конструкций окружающих зданий.

Машины с динамическими нагрузками необходимо максимально удалять от объектов, чувствительных к вибрациям (станки особо высокой точности, точная измерительная аппаратура и т. п.), а также от жилых и общественных зданий. Фундаменты машин с динамическими нагрузками должны отделяться от соседних фундаментов здания или сооружения сквозным швом шириной не менее 100 мм. В отдельных случаях при специальном обосновании в виде исключения допускается фундаменты машин с динамическими нагрузками со-

единять с фундаментами здания или опирать на них конструкции здания.

Размеры и форму верхней части фундамента назначают в соответствии с требованиями строительного задания, выдаваемого заводом — изготовителем оборудования, и результатами расчетов фундамента. Принимать следует наиболее простые формы фундаментов. Подошва фундаментов машин, как правило, принимается прямоугольной формы и располагается на одной отметке. В отдельных случаях, при соответствующем обосновании, в неоднородных грунтах допускается устройство уступов в подошве монолитных фундаментов под глубокими приялками и в местах примыкания этих фундаментов к фундаментам здания.

Глубина заложения фундамента зависит от его конструкции, технологических требований, глубины заложения соседних фундаментов, каналов, приямков и от инженерно-геологических условий площадки строительства.

При установке машин на открытых площадках или в неотапливаемых зданиях необходимо учитывать глубину сезонного промерзания грунтов.

При наличии в основании фундамента машины слабых грунтов мощностью до 1,5 м следует заменять этот слой тщательно уплотненной подушкой из песчаного или крупнообломочного грунта или глинистого грунта при наличии просадочных грунтов. При большей мощности слабых грунтов необходимо закреплять грунты или устраивать свайный фундамент.

Фундаментные болты для крепления машин, конструкция и установочные размеры выбираются в соответствии с требованиями нормативных документов и государственных стандартов на фундаментные болты и строительного задания завода — изготовителя оборудования.

Бетонирование массивных монолитных фундаментов должно, как правило, производиться непрерывно. При сложной конфигурации фундамента и большом объеме бетона допускается устройство рабочих швов. Места устройства рабочих швов должны быть указаны в чертежах рабочей документации, разрабатываемой проектной организацией.

При ограничении прогиба фундамента по технологическим требованиям следует предусматривать противоусадочные мероприятия при укладке бетона и противоусадочное армирование. В этом случае устройство временных усадочных швов допускается как исключение.

Проектная марка бетона по прочности на сжатие должна быть не ниже М 150 для мо-

нолитных и сборно-монолитных фундаментов и не ниже М 200 для сборных фундаментов. При одновременном воздействии на фундамент динамических нагрузок и высоких технологических температур марка бетона должна быть не ниже М 200. Проектная марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже Мрз 50, если в задании на проектирование не указаны более высокие требования.

9.3.3. Конструктивные решения фундаментов машин с динамическими нагрузками

Фундаменты машин с динамическими нагрузками в зависимости от типа машин, характера динамических нагрузок, технологических требований, условий строительства, возможностей предприятий строительной индустрии и на основании технико-экономического сравнения могут быть выполнены:

массивными, бетонными или железобетонными для всех видов машин;

рамными, сборными или сборно-монолитными, представляющими собой ряд поперечных рам, которые опираются на нижнюю плиту или на ростверк и связаны поверху между собой продольными балками, либо верхнюю плиту, которая опирается на стойки, заделанные в нижнюю плиту, или на сваи-колонны; стенчатыми в виде поперечных или продольных стен, опирающихся на нижнюю плиту или на ростверк и связанных между собой поверху ригелями или плитой.

Сборно-монолитные и сборные фундаменты допускается устраивать главным образом для машин периодического действия (с вращающимися частями, с кривошипно-шатунными механизмами и др.). Устройство сборных и сборно-монолитных фундаментов для машин с импульсными ударными нагрузками не допускается.

К особому типу относятся виброизолированные фундаменты, расчет и конструирование которых производятся в соответствии с Руководством [5].

9.4. РАСПРОСТРАНЕНИЕ КОЛЕБАНИЙ ОТ ФУНДАМЕНТОВ-ИСТОЧНИКОВ И МЕРОПРИЯТИЯ ПО ИХ УМЕНЬШЕНИЮ

Фундаменты машин с динамическими нагрузками являются источниками распространяющихся в грунте волн, оказывающих вредное влияние на расположенные вблизи конструкции зданий и сооружений, объекты с оборудованием и аппаратурой, чувствительной к вибрациям, а также жилые здания.

Вибрации, распространяющиеся от фундаментов машин, могут вызвать неравномерные осадки фундаментов и дополнительные напряжения в расположенных вблизи зданиях и сооружениях, что приводит к образованию в них трещин и даже к их разрушению, влияет на работу некоторых машин (например, точных станков), измерительной аппаратуры и пр.

Наибольшее влияние на колебания конструкций расположенных вблизи зданий и сооружений оказывают волны, распространяющиеся в грунте от фундаментов низкочастотных машин (с частотой 400 мин⁻¹ и менее) и возбуждающие колебания с частотами, близкими к частотам собственных колебаний зданий. Колебания от машин со средней (более 400 мин⁻¹) и высокой (более 1500 мин⁻¹) частотой являются, как правило, менее опасными для соседних сооружений, что обусловлено, во-первых, отсутствием условий возникновения резонансных колебаний зданий, а во-вторых, более интенсивным затуханием высокочастотных колебаний с расстоянием при их распространении в грунте.

Колебания от машин ударного действия (кузнечных молотов, копров, формовочных машин литейного производства) могут вызвать значительные осадки грунтов, особенно водонасыщенных песчаных, и, как следствие, деформации конструкций, расположенных в непосредственной близости от них.

Вибрации, распространяющиеся от фундаментов машин, в некоторых случаях могут оказаться вредными, даже если амплитуды колебаний фундаментов не превышают допускаемых. Поэтому при составлении планов размещения оборудования машины с динамическими нагрузками следует располагать на максимально возможном расстоянии от объектов, чувствительных к вибрациям (зданий и помещений, оборудованных станками особо высокой точности или точной измерительной аппаратурой), а также от жилых и общественных зданий.

При назначении безопасных расстояний до объектов, чувствительных к вибрациям, уровень вибраций, распространяющихся в грунте от фундаментов машин, может быть приближенно оценен по формуле

$$A_{v,h} = A_{0,v,h} \left\{ \frac{1}{\delta [1 + (\delta - 1)^2]} + \frac{\delta^2 - 1}{(\delta^2 + 1) \sqrt{3\delta}} \right\}, \quad (9.33)$$

где $A_{v,h}$ — амплитуда вертикальных (горизонтальных) колебаний грунта на поверхности в точке, расположенной на расстоянии r от оси фундамента — источника волн в грунте; $A_{0,v,h}$ — амплитуда свободных или вынужденных вертикальных (горизонтальных)

ных) колебаний фундамента-источника в уровне его подошвы; $\delta = r/r_0$ (здесь r_0 — приведенный радиус подошвы фундамента-источника, м, равный $\sqrt{A/\pi}$, где A — площадь подошвы фундамента-источника, м²).

Частоту волн, распространяющихся в грунте, следует принимать равной частоте колебаний фундамента машины.

Расчет амплитуд колебаний, распространяющихся в грунте от фундамента-источника, по формуле (9.33) производится не только в случаях, когда необходимо оценить влияние колебаний фундаментов машин с динамическими нагрузками на другие объекты, но и в тех случаях, когда требуется определить амплитуду соответствующих кинематическому возбуждению колебаний соседних фундаментов машин при групповой их установке в цехе.

Формула (9.33) получена на основе обобщения имеющихся экспериментальных данных, согласно которым амплитуды распространяющихся колебаний при $\delta \leq 3$ пропорциональны $1/\delta$, а при $\delta \geq 3$ пропорциональны $1/\sqrt{3\delta}$. Формула является ориентировочной, так как не учитывает многие факторы, в частности свойства грунта (его плотность, влажность), характер динамического воздействия и пр.

При повышенных требованиях к точности определения ожидаемых колебаний грунта и сооружений (участки с прецизионным оборудованием, расположенные близко к фундаментам машин, установка в существующих зданиях новых машин с большими динамическими нагрузками и т. д.) следует прогнозировать ожидаемые колебания грунта на основе экспериментальных исследований или по рекомендациям справочника [9].

Для уменьшения уровня распространяющихся колебаний используют различные мероприятия: выбирают наиболее рациональные размеры и конфигурации фундамента, изменяют жесткость основания, соединяют общей плитой несколько фундаментов, применяют активную и пассивную виброизоляцию, динамические гасители колебаний и присоединенные плиты, уравнивающие противовесы, изменяют частоту вращения машин, регулируют по фазе пуск синхронных двигателей и пр.

Для уменьшения передачи вибраций фундаменты машин с динамическими нагрузками, как правило, должны отделяться от смежных фундаментов здания, сооружения и оборудования сквозным швом. Расстояние между боковыми гранями фундаментов машин и смежных фундаментов конструкций должно быть не менее 100 мм. Устройство зазора между фундаментами машин и фундаментами (надземными конструкциями) здания или фундамен-

тами смежного оборудования особенно важно для низкочастотных машин периодического действия и машин с ударными нагрузками. Для уменьшения амплитуд колебаний фундаментов низкочастотных машин могут быть использованы также следующие мероприятия:

повышение жесткости основания фундамента увеличением его подошвы в направлении действия горизонтальной нагрузки, устройством свайного фундамента (при вертикальных нагрузках), химическим закреплением грунта, устройством подушки из более жесткого грунта;

устройство общего фундамента под несколько машин, соединение фундамента машины с бетонной подготовкой пола и пр.

При технико-экономическом обосновании для уменьшения вибраций фундаментов под машины, создающие горизонтальные низкочастотные (с частотой колебаний менее 6 Гц) динамические нагрузки, возможно применение железобетонных плит, соединенных с фундаментом.

Виброизоляция может быть применена для фундаментов с импульсными нагрузками — кузнечных молотов (для молотов с массой падающих частей более 10 т она является обязательной), прессов, для фундаментов высокочастотных машин периодического действия, а также некоторых средних- и низкочастотных машин, за исключением горизонтальных компрессоров, лесопильных рам и некоторых других.

Для уменьшения колебаний зданий и сооружений, расположенных вблизи фундаментов машин с динамическими нагрузками, следует стремиться к тому, чтобы основные частоты собственных колебаний зданий и их несущих конструкций отличались от частот колебаний, распространяющихся в грунте, не менее чем на 20 %. Частоты собственных колебаний зданий могут быть рассчитаны при этом в соответствии с существующими нормативными документами по расчету конструкций зданий на динамические нагрузки [4].

С целью предотвращения развития осадок и деформаций фундаментов зданий и сооружений, расположенных вблизи источников колебаний, в результате длительного действия вибраций при проектировании фундаментов зданий и сооружений рекомендуется выполнять следующее условие:

$$p \leq \gamma_{c1} R, \quad (9.34)$$

где p — среднее статическое давление на основание фундаментов зданий или сооружений; γ_{c1} — коэффициент условий работы грунтов основания, принимаемый по табл. 9.1; R — расчетное сопротивление основания фундаментов здания или сооружения.

9.5. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОЛЕБАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МАШИН С ДИНАМИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ

Ниже приведены примеры расчетов массивных фундаментов на периодическую (гармоническую) и ударную нагрузки и пример расчета рамного фундамента на гармоническую нагрузку. Примеры расчетов фундаментов под машины можно найти в «Руководстве по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками» [6].

Пример 9.1. Рассчитать фундамент лесопильной рамы. Расчет фундаментов лесопильных рам производится как для машин с кривошипно-шатунными механизмами по главе СНиП «Фундаменты машин с динамическими нагрузками». Целью расчета является определение размеров фундамента, соответствующих требованиям экономичности и обеспечивающих допустимый уровень колебаний.

Исходные данные: марка машины РД 75/6; масса машины 15 т; масса приводного электродвигателя 2 т; мощность приводного электродвигателя 90 кВт; частота вращения электродвигателя 720 мин^{-1} ; частота вращения главного вала $n_g = 320 \text{ мин}^{-1}$. Расчетные динамические нагрузки, координаты точек их приложения, координаты центра тяжести машины, размеры верхней части фундамента, диаметр, конструкция и привязка анкерных болтов и другие исходные данные для проектирования заданы в строительном задании завода — изготовителя машины на уст-

ходящим через центр тяжести подошвы фундамента, приведена на рис. 9.1. Масса пилорамы $m_1 = 15 \text{ т}$; масса скошенной части фундамента $m_2 = 22,25 \text{ т}$; масса прямоугольной части фундамента $m_3 = 216 \text{ т}$; масса электродвигателя с подбетонкой $m_4 = 2 + 18 = 20 \text{ т}$.
Полная масса фундамента

$$m_f = 22,25 + 216 + 18 = 256,25 \text{ т.}$$

Масса пилорамы и электродвигателя привода

$$m_m = 15 + 2 = 17 \text{ т.}$$

Масса всей установки

$$m = m_f + m_m = 256,25 + 17 = 273,25 \text{ т.}$$

Находим координаты центра тяжести установки по оси Z. Статические моменты масс элементов установки относительно оси, проходящей через подошву фундамента, будут:

$$S_1 = 15 \cdot 5,95 = 89,25 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$S_2 = 22,25 \cdot 2,65 = 58,96 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$S_3 = 216 \cdot 1 = 216 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$S_4 = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$\sum_{i=1}^n S_i = 89,25 + 58,96 + 216 + 50 = 414,21 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Расстояние от центра тяжести установки до подошвы фундамента

$$Z_{g,c} = h_1 = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{m} = \frac{414,21}{273,25} = 1,516 \text{ м.}$$

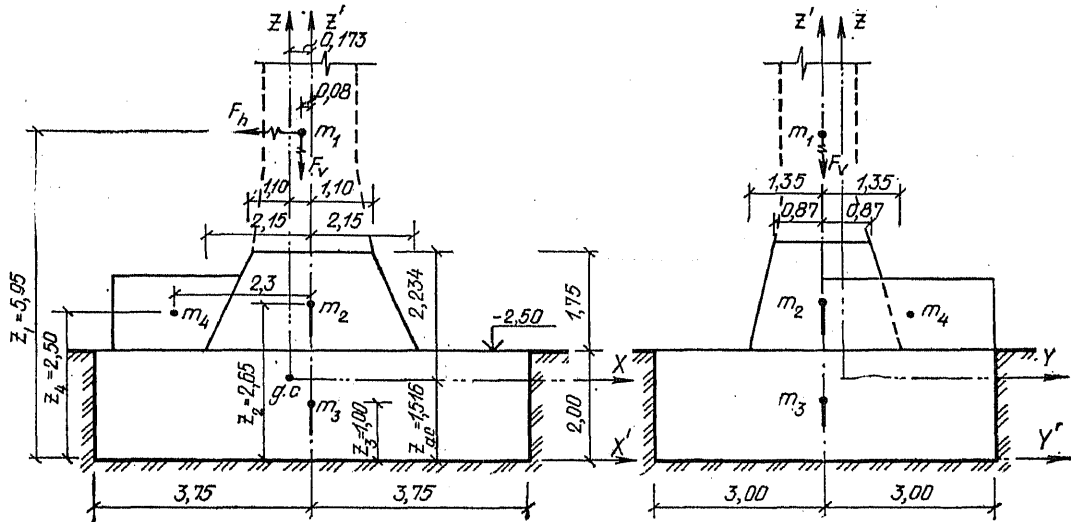


Рис. 9.1. Фундамент лесопильной рамы РД-75/6

ройство фундамента. Схема нагрузок, действующих на фундамент, приведена на рис. 9.1. Допускаемые амплитуды горизонтальных и вертикальных колебаний фундамента для I гармоник должны быть не более 0,19 мм.

Решение. Конструкцию фундамента пилорамы принимаем массивной из монолитного железобетона. Фундамент состоит из нижней прямоугольной плиты размером $6 \times 7,5 \text{ м}$ и высотой 2 м, принятыми из условий расположения приводного электродвигателя, требований симметрии и оптимальной массы фундамента, и верхней скошенной части, принятой по технологическим условиям. Отметка засыпки грунта находится на уровне верха прямоугольной плиты. Материал фундамента — бетон марки М200, арматура — горячекатаная, круглая и периодического профиля, соответственно классов А-I и А-II.

Схема масс элементарных объемов фундамента и машины с привязкой их к осям фундамента, про-

Находим координаты по оси X. Расстояние до центра тяжести установки по оси X'

$$X_{g,c} = \frac{m_1 \cdot 0,08 + (m_2 + m_3) \cdot 0 + m_4 \cdot 2,3}{m} = \frac{15 \cdot 0,08 + 20 \cdot 2,3}{273,25} = 0,173 \text{ м.}$$

Координату центра тяжести установки по оси Y не определяем, так как эксцентриситет по оси Y весьма мал ($\ll 3\%$ стороны фундамента), а расчет фундамента на колебания должен производиться только в направлении оси X (по направлению действия динамических сил).

В основании фундамента залегают пески средней крупности, средней плотности маловлажные с расчетным сопротивлением $R = 350 \text{ кПа}$ и модулем деформации $E = 3 \cdot 10^4 \text{ кПа}$. Проверяем условие (9.1) при $\gamma_{c0} = 1$ и $\gamma_{c1} = 1$. Среднее давление $p = Q/A$, где $Q = mg$, тогда

$$p = \frac{273,25 \cdot 9,81}{6,7,5} = 59,6 \text{ кПа} < 1 \cdot 1,350 = 350 \text{ кПа.}$$

Расчет прочности массивного железобетонного фундамента не требуется. Армирование фундамента выполняется конструктивно.

Расчет колебаний фундамента пилорамы производится в следующем порядке.

Определяем упругие характеристики песчаного грунта основания по формулам (9.6) и (9.7):

$$C_2 = 1,3 \cdot 10^4 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{6,75}} \right) = 44 \ 140 \text{ кН/м}^2;$$

$$C_{\Phi} = 2,44 \ 140 = 88 \ 280 \text{ кН/м}^2;$$

$$C_x = 0,7 \cdot 44 \ 140 = 30 \ 900 \text{ кН/м}^2.$$

Коэффициенты жесткости для естественного основания находим по формулам (9.8), (9.9) и (9.10), где $I_{\Phi} = 6,7,5^3/12 = 210,94 \text{ м}^4$:

$$k_z = 44 \ 140 \cdot 6,7,5 = 1 \ 986 \ 400 \text{ кН/м};$$

$$k_x = 30 \ 900 \cdot 6,7,5 = 1 \ 390 \ 000 \text{ кН/м};$$

$$k_{\Phi} = 88 \ 280 \cdot 210,94 = 18 \ 623 \ 000 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значения коэффициентов относительного демпфирования определяем по формулам (9.13) и (9.15):

$$\xi_z = 2/\sqrt{59,6} = 0,259;$$

$$\xi_{\Phi} = 0,5 \cdot 0,259 = 0,13.$$

Расчетные динамические нагрузки (для первой гармоники возмущающих сил и моментов) определяем следующим образом:

$$M = F_v e + F_h e_1,$$

тогда при $F_v = 208 \text{ кН}$, $F_h = 39 \text{ кН}$, $e = 0,173 - 0,08 = 0,093 \text{ м}$ и $e_1 = 5,95 - 1,516 = 4,434 \text{ м}$

$$M = 208 \cdot 0,093 + 39 \cdot 4,434 = 19,4 + 173 = 192,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Амплитуды горизонтально-вращательных и вертикальных колебаний фундамента определяются по формулам:

$$A_h = \frac{F_h}{k_x} \sqrt{\frac{\psi_1^2 + 4\xi_x^2 (\omega/\lambda_x)^2 \psi_2^2}{\Omega_1^2 + 4\xi_x^2 (\omega/\lambda_x)^2 \Omega_2^2}};$$

$$A_z = \frac{F_v}{k_z} \sqrt{\frac{1 - (\omega/\lambda_z)^2}{1 - (\omega/\lambda_z)^2 + 4\xi_z^2 (\omega/\lambda_z)^2}};$$

$$A'_z = \frac{F_v e \beta}{2k_x h_1^2} \sqrt{\frac{[1 - (\omega/\lambda_x)^2]^2 + 4\xi_x^2 (\omega/\lambda_x)^2}{\Omega_1^2 + 4\xi_x^2 (\omega/\lambda_x)^2 \Omega_2^2}};$$

$$A_v = A_z + A'_z.$$

Для вычисления по этим формулам амплитуд следует определить входящие в них дополнительные параметры:

$$\omega = 0,105 n_r = 0,105 \cdot 320 = 33,6 \text{ с}^{-1};$$

$$\beta = k_1^2 m / \theta = 1,516^2 \cdot 273,25 / 1614,4 = 0,389;$$

здесь значение $\theta = 1614,4 \text{ т} \cdot \text{м}^2$ получено путем разбиения фундамента и машины на элементарные тела, вычисления для них собственных моментов инерции и добавления переносных моментов инерции, равных произведению масс элементарных тел на квадраты расстояний от их собственных центров тяжести до общего центра тяжести установки;

$$\bar{\kappa} = \frac{M}{F_h h_1} = \frac{192,4}{39 \cdot 1,516} = 3,25;$$

$$\lambda_x = \sqrt{k_x / m} = \sqrt{1 \ 390 \ 000 / 273,25} = 71,34 \text{ с}^{-1};$$

$$k_{\Phi} = k_{\Phi} - Q h_1 = 18 \ 623 \ 000 - 2680 \cdot 1,516 =$$

$$= 13 \ 619 \ 000 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\theta_0 - \theta + m h_1^2 = 1614,4 + 273,25 \cdot 1,516^2 = 2242,4 \text{ т} \cdot \text{м}^2;$$

$$\lambda_{\Phi} = \sqrt{k_{\Phi} / \theta_0} = \sqrt{18 \ 619 \ 000 / 2242,4} = 91,1 \text{ с}^{-1};$$

$$\lambda_z = \sqrt{k_z / m} = \sqrt{1 \ 986 \ 400 / 273,25} = 85,26 \text{ с}^{-1};$$

$$\lambda_{\Phi} / \lambda_x = 91,1 / 71,34 = 1,277; (\lambda_{\Phi} / \lambda_x)^2 = 1,631;$$

$$\omega / \lambda_x = 33,6 / 71,34 = 0,471; (\omega / \lambda_x)^2 = 0,222;$$

$$(\omega / \lambda_x)^4 = 0,049.$$

$$\omega / \lambda_z = 33,6 / 85,26 = 0,394; (\omega / \lambda_z)^2 = 0,155;$$

$$s_1 = (1 + \beta) (\lambda_{\Phi} / \lambda_x)^2 + \beta (1 + \kappa) - (\omega / \lambda_x)^2 =$$

$$= (1 + 0,389) 1,631 + 0,389 (1 + 3,25) - 0,222 = 3,696;$$

$$s_2 = (1 + \beta) \frac{\lambda_{\Phi}}{\lambda_x} \frac{\xi_{\Phi}}{\xi_x} + \beta (1 + \kappa) =$$

$$= (1 + 0,389) 1,277 \frac{0,130}{0,155} + 0,389 (1 + 3,25) = 3,141;$$

$$s_3 = 1 + \kappa [1 - (\omega / \lambda_x)^2] = 1 + 3,25 (1 - 0,222) = 3,53;$$

$$s_4 = 1 + \kappa = 1 + 3,25 = 4,25;$$

$$\psi_1 = s_1 + \beta \frac{h_2}{h_1} s_2 = 3,696 + 0,389 \frac{2,234}{1,516} = 5,720;$$

$$\psi_1^2 = 32,72$$

$$\psi_2 = s_2 + \beta \frac{h_2}{h_1} s_4 = 3,141 + 0,389 \frac{2,234}{1,516} \cdot 4,25 = 5,577;$$

$$\psi_2^2 = 31,10;$$

$$\Omega_1 (\omega / \lambda_x)^4 + (1 + \beta) \{ (\lambda_{\Phi} / \lambda_x)^2 - (\omega / \lambda_x)^2 \} \times$$

$$\times [1 + (\lambda_{\Phi} / \lambda_x)^2 + 4\xi_x \xi_{\Phi} \lambda_{\Phi} / \lambda_x] =$$

$$= 0,049 + (1 + 0,389) [1,631 - 0,222 (1 + 1,631) +$$

$$+ 4 \cdot 0,155 \cdot 0,13 \cdot 1,277] = 1,399; \Omega_1^2 = 1,96;$$

$$\Omega_2 = (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda_{\Phi}}{\lambda_x} \right)^2 + \frac{\lambda_{\Phi}}{\lambda_x} \frac{\xi_{\Phi}}{\xi_x} - \right.$$

$$\left. - \left(\frac{\omega}{\lambda_x} \right)^2 \left[1 + \frac{\lambda_{\Phi}}{\lambda_x} \frac{\xi_{\Phi}}{\xi_x} \right] \right\} =$$

$$= (1 + 0,389) \left[1,631 + 1,277 \frac{0,13}{0,155} - \right.$$

$$\left. - 0,222 \left[\left(1 + 1,277 \frac{0,13}{0,155} \right) \right] \right] = 3,114; \Omega_2^2 = 97.$$

Подставляя найденные параметры в соответствующие формулы находим:

$$A_h = \frac{39}{1390 \ 000} \sqrt{\frac{32,72 + 4 \cdot 0,155^2 \cdot 0,222 \cdot 31,10}{1,96 + 4 \cdot 0,155^2 \cdot 0,222 \cdot 9,7}} =$$

$$= 2,8 \cdot 10^{-5} \sqrt{\frac{33,38}{2,17}} = 2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 3,95 =$$

$$= 1,11 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,111 < A_{adm} = 0,19 \text{ мм};$$

$$A_z = \frac{208}{1986400} \sqrt{\frac{1 - 0,155^2 + 4 \cdot 0,259^2 \cdot 0,155}{(1 - 0,222)^2 + 4 \cdot 0,155^2 \cdot 0,222}} =$$

$$= 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,12 \text{ мм};$$

$$A'_z = \frac{208 \cdot 0,093 \cdot 7,5 \cdot 0,389}{2 \cdot 1390000 \cdot 1,516^2} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{(1 - 0,222)^2 + 4 \cdot 0,155^2 \cdot 0,222}{1,96 + 4 \cdot 0,155^2 \cdot 0,222 \cdot 9,7}} =$$

$$= 1,52 \cdot 10^{-5} \sqrt{\frac{0,6263}{2,17}} = 8,17 \cdot 10^{-6} \text{ м} = 0,0082 \text{ мм};$$

$$A_p = 0,12 + 0,0082 = 0,128 \text{ мм} < A_{adm} = 0,19 \text{ мм}.$$

Следовательно, параметры фундамента выбраны правильно.

Пример 9.2. Рассчитать колебания фундамента штамповочного молота. Штамповочные молоты относятся к типу машин с импульсными нагрузками. Поэтому необходимо обеспечить допустимый уровень вибраций путем рационального подбора площади подошвы и массы фундамента. Исходные данные: молот паровоздушный, штамповочный модели 17 КП; масса падающих частей (с учетом массы верхнего штампа) $m_0 = 5$ т; масса молота $m_h = 40$ т; масса шабота $m_{an} = 100$ т; максимальная энергия удара $E_{sh} = 191,9$ кДж; площадь шабота $A_{an} = 5,6$ м²; отметка подошвы шабота от уровня пола цеха 2,125 м; материал штампуемых изделий — сталь.

Площадка строительства на глубину 1,5–2 м сложена насыпными грунтами, далее, на глубину 8–10 м залегают суглинки полутвердые, подстилаемые глинами тугопластичной консистенции (толщина изученного слоя 5–6 м). Подземные воды не обнаружены. Следовательно, основанием фундамента молота будет служить суглинок с расчетным сопротивлением $R = 250$ кПа и модулем деформации $E = 1,6 \cdot 10^4$ кПа.

Материал фундамента — бетон марки по прочности на сжатие М 200, по морозостойкости Мрз 50. Арматура — сталь круглая, горячекатаная классов А-I и А-II. Подшаботная прокладка из дубовых брусков I сорта по ГОСТ 2695–83.

Решение. Высота фундамента при отметке низа шабота относительно пола цеха 2,125 м, толщине подшаботной прокладки (продварительно принимается из трех рядов дубовых брусков площадью сечения 10×15 см) $t_w = 0,45$ м и толщине подшаботной части фундамента 2,25 м (для молотов с массой падающих частей $4 < m_0 \leq 6$ т) должна быть не менее: $h_f = 2,125 + 0,45 + 2,25 = 4,825$ м. Размеры подошвы фундамента предварительно принимаются равными $6,5 \times 8$ м.

Окончательные размеры фундамента назначаются после проверки динамического давления на подшаботную прокладку, среднего статического давления на основание, амплитуд колебаний фундамента с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства и конструктивного решения соседних фундаментов зданий и оборудования.

Скорость падающих частей молота в момент удара

$$v = \sqrt{2E_{sh}/m_0} = \sqrt{2 \cdot 191,9/5} = 8,68 \text{ м/с}.$$

Расчетное динамическое давление на подшаботную прокладку определяем по формуле

$$\sigma = 1,6 \bar{m}_0 v \sqrt{E_w / (m_1' A_{an} t_w)},$$

где $E_w = 5 \cdot 10^4$ кПа — модуль упругости древесины из дуба; $m_1' = m_h + m_{an} = 40 + 100 = 140$ т. Тогда

$$\begin{aligned} \sigma &= 1,6 \cdot 5 \cdot 8,68 \sqrt{\frac{500\,000}{140 \cdot 5,6 \cdot 0,45}} = \\ &= 2583,3 \text{ кПа} < \sigma_{adm} = 3600 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Принятая толщина подшаботной прокладки достаточна.

Принимаем высоту фундамента 4,9 м. Масса подшаботной прокладки $m_w = 0,45 \cdot 2,5 \cdot 3,2 \cdot 0,85 = 3,1$ т.

Масса фундамента $m_f = (6,5 \cdot 8,0 \cdot 4,9 - 3,2 \cdot 2,5 \times \times 2,575) \cdot 2,4 = 562,1$ т.

Проверяем условие (9.1) при $\gamma_{c0} = 0,5$ и $\gamma_{c1} = 1$:

$$\begin{aligned} p &= \frac{(m_h + m_{an} + m_f + m_w) g}{A} = \\ &= \frac{(40 + 100 + 562,1 + 3,1) \cdot 9,8}{6,5 \cdot 8} = \\ &= 135,6 \text{ кПа} > 0,5 \cdot 1 \cdot 250 = 125 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Следовательно, необходимо увеличить площадь фундамента, уменьшить массу фундамента или принять фундамент свайным.

По периметру фундамента принимаем уступ шириной 1 м, высотой 1 м (рис. 9.2).

Тогда масса фундамента

$$m_f = 562,1 + (2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 8) \cdot 1 \cdot 2,4 = 641,3 \text{ т},$$

а масса грунта на уступах фундамента

$$m_g = (2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 8) \cdot 3,9 \cdot 1,8 = 231,7 \text{ т}.$$

Проверяем условие (9.1):

$$\begin{aligned} p &= \frac{(40 + 100 + 641,3 + 3,1 + 231,7) \cdot 9,8}{8,5 \cdot 10} = \\ &= 119,5 \text{ кПа} < 0,5 \cdot 1 \cdot 250 = 125 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Определение амплитуды вертикальных колебаний фундамента производится по формуле

$$A_z = \frac{(1 + \varepsilon) \bar{v} m_0}{(1 + 1,67 \xi_2) \lambda_2 m},$$

где $\varepsilon = 0,5$ — коэффициент восстановления скорости удара при штамповке стальных изделий.

Вычисляем необходимые для расчета параметры: по формуле (9.6)

$$C_2 = 1,2 \cdot 1,6 \cdot 10^4 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{85 \cdot 10}} \right) = 25\,790 \text{ кН/м}^2;$$

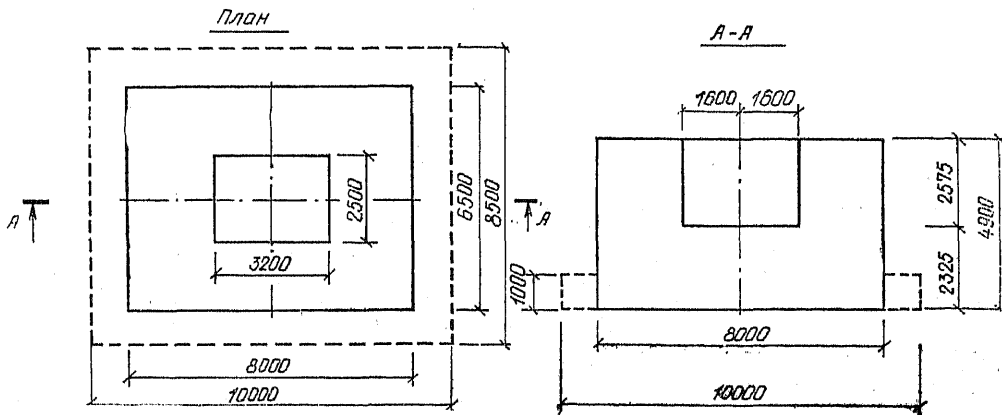
по формуле (9.8)

$$k_2 = 25\,790 \cdot 85 = 2\,191\,800 \text{ кН/м};$$

по формуле (9.14)

$$\xi_2 = 6 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^4}{25\,790 \cdot 119,5}} = 0,456;$$

Рис. 9.2. Фундамент штамповочного молота 17КП



при $m=1016,1$ т

$$\lambda_z = \sqrt{k_z/m} = \sqrt{\frac{2\,191\,800}{1016,1}} = 46 \text{ с}^{-1};$$

$$f_z = \lambda_z/(2\pi) = 7,32 \text{ Гц.}$$

Подставляя найденные значения в формулу, получаем:

$$A_z = \frac{(1+0,5) 8,68 \cdot 5}{(1+1,67 \cdot 0,456) 46 \cdot 1016,1} = 0,00079 \text{ м} = 0,79 \text{ мм} < A_{adm} = 1,2 \text{ мм.}$$

Пример 9.3. Рассчитать колебания рамного фундамента электрической машины. Исходные данные: масса машины $m_m=32,6$ т ($m_1=8,4$ т, $2m_2=24,2$ т); нормативная горизонтальная динамическая сила $F_n=13,5$ кН; частота вращения главного вала $n_r=600$ мин⁻¹; допускаемая амплитуда колебаний фундамента $A_{adm}=0,15$ мм.

В основании фундамента залегают тугопластичные глины, имеющие модуль деформации $E=1,5 \times 10^4$ кПа, расчетное сопротивление на основание $R=250$ кПа.

Схема фундамента приведена на рис. 9.3, где $Q_1=m_1g$; $Q_2=m_2g$. Составляющими частями фунда-

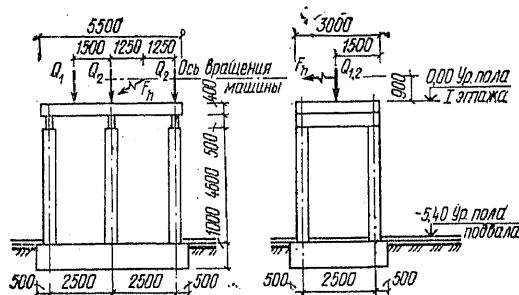


Рис. 9.3. Фундамент электрической машины

мента являются нижняя плита из монолитного железобетона, сборные железобетонные колонны и ригели (три поперечные рамы) и верхняя плита из сборного железобетона (базовая конструкция). Бетон нижней плиты марки М200, сборных элементов М300. Сечение колонн 400×400 мм, ригелей 300×500 мм.

Решение. Упругие характеристики основания фундамента определяем следующим образом: по формуле (9.6) при $A=3,6 \cdot 6,0=21,6$ м²

$$C_z = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 10^4 (1 + \sqrt{10/21,6}) = 37\,800 \text{ кН/м}^2;$$

по формуле (9.7):

$$C_\psi = 2 \cdot 37\,800 = 75\,600 \text{ кН/м}^2;$$

$$C_x = 0,7 \cdot 37\,800 = 26\,460 \text{ кН/м}^2;$$

$$C_\psi = 37\,800 = \text{кН/м}^2;$$

по формуле (9.9)

$$k_x = 26\,460 \cdot 21,6 = 571\,540 \text{ кН/м};$$

по формуле (9.10) при $I_\psi = 6,0 \cdot 3,6^2/12 = 23,3$ м⁴

$$k_\psi = 75\,600 \cdot 23,3 = 1\,761\,500 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

по формуле (9.11) при $I_\psi = 23,3 + 3,6 \cdot 6,0^2/12 = 88,1$ м⁴

$$k_\psi = 37\,800 \cdot 88,1 = 3\,330\,180 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Коэффициенты относительного демпфирования основания определяются, если угловая частота вращения машины отличается менее чем на 25% от собственных угловых частот колебаний установки.

Коэффициенты жесткости конструкции фундамента с учетом упругости основания в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси вала машины, и при повороте в горизонтальной плоскости находим по формулам:

$$S_x = \frac{1}{1/k_x + h^2/k_\psi + 1/S'_x};$$

$$S_\psi = \frac{1}{1/k_\psi + 1/S'_\psi};$$

где $h=6,5$ м — высота фундамента.

Для определения $S'_x = \sum_{i=1}^n S_i$ (сумма коэффициентов жесткости всех поперечных рам в горизонтальном направлении, перпендикулярном оси вала машины) и $S'_\psi = \sum_{i=1}^n S_i e_i^2$ (то же, при повороте верхней плиты в горизонтальной плоскости относительно ее центра тяжести) необходимо вычислить дополнительные параметры:

$$e_1 = e_2 = 2,5 \text{ м}; \quad e_3 = 0;$$

$$S_i = \frac{12 E_{bt} I_{hi} (1 + 6k_i)}{h_i^3 (2 + 3k_i)};$$

$$E_{bt} = 2,9 \cdot 10^7 \text{ кПа};$$

$$k_i = \frac{h_i I_{li}}{l_i I_{hi}};$$

$$I_{h1} = I_{h2} = I_{h3} = 0,4 \cdot 0,4^3/12 = 0,00213 \text{ м}^4;$$

$$I_{l1} = I_{l2} = I_{l3} = 0,3 \cdot 0,5^3/12 = 0,00313 \text{ м}^4;$$

$$h_1 = h_2 = h_3 = 4,85 \text{ м};$$

$$l_1 = l_2 = l_3 = 2,6 \text{ м};$$

$$k_1 = k_2 = k_3 = 4,85 \cdot 0,00313 / (2,6 \cdot 0,00213) = 2,74;$$

$$S_1 = S_2 = S_3 = \frac{12 \cdot 2,9 \cdot 10^7 \cdot 0,00213 (1 + 6 \cdot 2,74)}{4,85^3 (2 + 3 \cdot 2,74)} = 11\,100 \text{ кН/м.}$$

Подставляя найденные значения, получаем:

$$S'_x = 3 \cdot 1110 = 3330 \text{ кН/м};$$

$$S'_\psi = 2 \cdot 1110 \cdot 2,5^2 = 138\,750 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Теперь находим коэффициенты жесткости:

$$S_x = \frac{1}{1/57\,154 + 6,5^2/176\,150 + 1/3\,330} = 17\,940 \text{ кН/м};$$

$$S_\psi = \frac{1}{1/333\,018 + 1/13\,875} = 133\,330 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Угловая частота собственных горизонтальных колебаний фундамента

$$\lambda_x = \sqrt{S_x/\bar{m}};$$

где \bar{m} — масса системы, включающая массу машины, верхней плиты m_1 , ригелей m_2 и 30% массы всех колонн фундамента m ($m_1=2,4 \cdot 0,4 \cdot 3,0 \cdot 5,5=15,84$ т; $m_2=3 \cdot 2,4 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 3,0=3,24$ т; $m_3=6 \cdot 2,4 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 6=10,6$ т):

$$\bar{m} = 32,6 + 15,84 + 3,24 + 0,3 \cdot 10,6 = 56 \text{ т.}$$

Подставляя в формулу значение \bar{m} , получаем:

$$\lambda_x = \sqrt{17\,940/56} = 17,9 \text{ с}^{-1}.$$

Угловая частота собственных вращательных колебаний фундамента относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести верхней плиты,

$$\lambda_\psi = \sqrt{S_\psi/\theta_\psi} = \sqrt{133\,330/169} = 28 \text{ с}^{-1},$$

где $\theta_\psi = 0,1 \bar{m} l^2 = 0,1 \cdot 56 \cdot 5,5^2 = 169 \text{ т} \cdot \text{м}^2$ (здесь $l=5,5$ — длина верхней плиты).

Для определения амплитуды горизонтально-вращательных колебаний верхней плиты фундамента.

$$A_h = A_x + A_\psi l_{max};$$

где $l_{max}=2,5$ м (расстояние от центра тяжести верхней плиты до оси наиболее удаленного подшипника машины), следует вычислить:

$$A_x = \frac{A_{x,st}}{\sqrt{\left(1 - \omega^2/\lambda_x^2\right)^2 + 4\left(\xi'_x\right)^2 \omega^2/\lambda_x^2}};$$

$$A_\psi = \frac{A_{\psi,st}}{\sqrt{\left(1 - \omega^2/\lambda_\psi^2\right)^2 + 4\left(\xi'_\psi\right)^2 \omega^2/\lambda_\psi^2}}$$

Находим дополнительные параметры для расчета по этим формулам:

$$\omega = 0,105n_r = 0,105 \cdot 600 = 63 \text{ с}^{-1};$$

$$A_{x,st} = F_h/S_x = 13,5/17\,940 = 0,753 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

где $F_h = nF_n = 1 \cdot 13,5 = 13,5 \text{ кН}$;

$$A_{\psi,st} = M_h/S_\psi = 16,9/133\,330 = 0,127 \cdot 10^{-3} \text{ рад},$$

где $M_h = 13,5 \cdot 1,25 = 16,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Поскольку угловая частота вращения машины $\omega = 63 \text{ с}^{-1}$ отличается более чем на 25 % от угловых частот собственных колебаний $\lambda_x = 17,9 \text{ с}^{-1}$ и $\lambda_\psi = 28 \text{ с}^{-1}$, принимаем $\xi'_x = 0$ и $\xi'_\psi = 0$.

Подставляя найденные значения в соответствующие формулы, получаем:

$$A_x = \frac{0,753 \cdot 10^{-3}}{1 - 63^2/17,9^2} = 0,066 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$A_\psi = \frac{0,127 \cdot 10^{-3}}{1 - 63^2/28^2} = 0,031 \cdot 10^{-3} \text{ рад}.$$

Вычисляем значение амплитуды:

$$A_h = 0,066 \cdot 10^{-3} + 0,031 \cdot 10^{-3} \cdot 2,5 = 0,144 \cdot 10^{-3} \text{ м} = \\ = 0,144 \text{ мм} < A_{adm} = 0,15 \text{ мм}.$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов. — М.: Стройвоенмориздат, 1948. — 410 с.
2. Ильичев В. А. К оценке коэффициента демпфирования основания фундаментов, совершающих вертикальные колебания. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1981, № 5, с. 15—18.
3. Инструкция по определению динамических нагрузок от машины, устанавливаемых на перекрытиях промышленных зданий. — М.: Стройиздат, 1966. — 131 с.
4. Инструкция по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки. — М.: Стройиздат, 1970. — 287 с.
5. Руководство по проектированию виброизоляции машин и оборудования. — М.: Стройиздат, 1972. — 157 с.
6. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками. — М.: Стройиздат, 1982. — 207 с.
7. Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. — Л.: Стройиздат, 1964. — 346 с.
8. Справочник по динамике сооружений/Под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича. 2-е изд. М.: Стройиздат, 1972. — 510 с.
9. Справочник проектировщика Динамический расчет сооружений на специальные воздействия/Под ред. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича. М.: Стройиздат, 1981. — 215 с.
10. Строительные нормы и правила. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. СНиП II-19-79. — М.: Стройиздат, 1980.

Глава 10. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

10.1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

10.1.1. Общие положения

К просадочным относятся грунты, в которых под совместным воздействием внешней нагрузки или собственного веса и замачивания возникают дополнительные деформации, называемые просадочными [1].

Просадочными свойствами чаще всего обладают лёссы, лёссовидные супеси, суглинки, глины, покровные глинистые грунты, маловлажные структурные пески, некоторые виды насыпных грунтов, пепловых отложений [3].

Номенклатурными показателями просадочности, определяющими возможность проявления просадочных свойств грунтов, являются степень влажности S_r и показатель просадочности Π , определяемый по формуле [8]

$$\Pi = (e_L - e)/(1 + e), \quad (10.1)$$

где e — коэффициент пористости природного грунта; e_L — коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести w_L :

$$e_L = w_L \gamma_s / \gamma_w, \quad (10.2)$$

здесь γ_s и γ_w — удельные веса частиц грунта и воды.

При предварительной оценке к просадочным относят грунты со степенью влажности $S_r \leq 0,8$ и показателем просадочности Π , меньшим 0,10, при числе пластичности грунта $0,01 \leq I_L < 0,10$ меньшим 0,17 при $0,10 \leq I_L < 0,14$ и меньшим 0,24 при $0,14 \leq I_L < 0,22$.

Основными характеристиками просадочных грунтов, определяющими их специфические свойства, являются: относительная просадочность ϵ_{sl} , начальное просадочное давление p_{sl} и начальная просадочная влажность w_{sl} .

Относительная просадочность представляет собой относительное сжатие грунта при заданных давлениях и степени повышения влажности и определяется по формуле

$$\epsilon_{sl} = (h_p - h_{sl})/h_g, \quad (10.3)$$

где h_p — высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением p , равным давлению от собственного веса грунта и нагрузки от фундамента или только от веса грунта в зависимости от вида рассматриваемых деформаций; h_{sl} — высота того же образца после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении давления p ; h_g — высота того же образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным давлению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

Начальное просадочное давление p_{sl} — это минимальное давление от нагрузки фундамента или собственного веса, при котором

проявляются просадочные свойства грунта в условиях его полного водонасыщения. За начальное просадочное давление p_{sl} при лабораторных испытаниях грунтов принимается давление, при котором относительная просадочность $\epsilon_{sl} = 0,01$; при полевых испытаниях штампами — давление, равное пределу пропорциональности (на графике «осадка штампа — нагрузка»), при котором фаза нормального уплотнения переходит в фазу просадки и осадка штампа возрастает не менее чем в 1,5 раза.

Начальная просадочная влажность w_{sl} представляет собой влажность, при которой грунты, находящиеся в напряженном состоянии от внешней нагрузки или собственного веса грунта, начинают проявлять просадочные свойства. За критерий начальной влажности при компрессионных испытаниях принимается относительная просадочность $\epsilon_{sl} = 0,01$; при испытаниях штампами — давление, равное пределу пропорциональности, при котором фаза нормального уплотнения переходит в фазу просадки.

При проектировании оснований и фундаментов на просадочных грунтах учитывается возможность повышения их влажности вследствие:

замачивания грунтов — сверху из внешних источников или снизу при подъеме уровня грунтовых вод;

постепенного накопления влаги в грунте в связи с инфильтрацией поверхностных вод и экранированием поверхности;

одновременного замачивания грунтов сверху и постепенного накопления влаги в грунте.

Просадочные деформации подразделяются на следующие виды (рис. 10.1 и рис. 10.2):

просадка фундаментов $s_{sl,p}$ от их нагрузки, происходящая в пределах деформируемой зоны I , расположенной от подошвы фундамента до глубины, на которой суммарные вертикальные давления от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению p_{sl} ;

максимальная просадка грунтов от собственного веса $s_{sl,g}^{max}$, происходящая в нижней части просадочной толщи $h_{sl,g}$ при замачивании площади шириной $B_w \gg H_{sl}$ (см. рис. 10.2, б);

возможная просадка грунтов от собственного веса $s_{sl,g}$, проявляющаяся в пределах толщи $h_{sl,g}$ при $B_w < H_{sl}$;

горизонтальное перемещение u_{sl} (см. рис. 10.2, в), возникающее при просадке грунтов от собственного веса в пределах криволинейных участков просадки грунта.

Максимальная просадка грунта от собственного веса $s_{sl.g}^{max}$ характеризуется (см. рис. 10.2, б) горизонтальным участком просадки поверхности грунта b и двумя криволинейными участками r , на которых просадка изменяется от максимальной величины $s_{sl.g}^{max}$ до нуля.

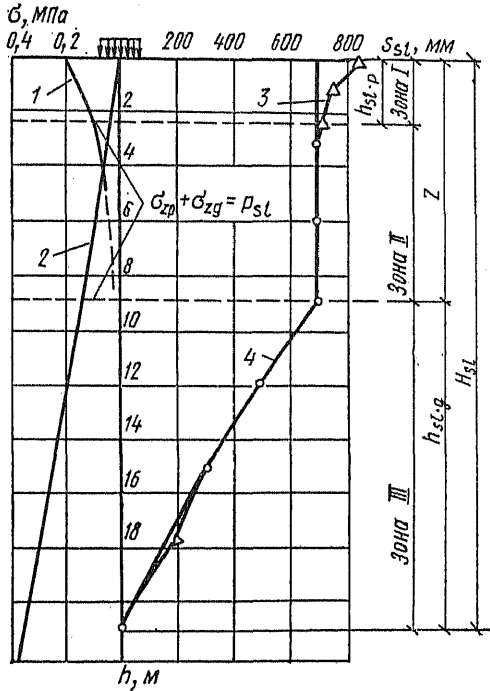


Рис. 10.1. Зоны деформации просадочного грунта в основании фундамента

I — деформируемая зона; II — нейтральная зона; III — зона просадки грунта от собственного веса; 1 — эпюра вертикальных давлений от нагрузки фундамента; 2 — то же, от собственного веса грунта; 3 — эпюра просадки грунта от нагрузки фундамента; 4 — то же, от собственного веса грунта

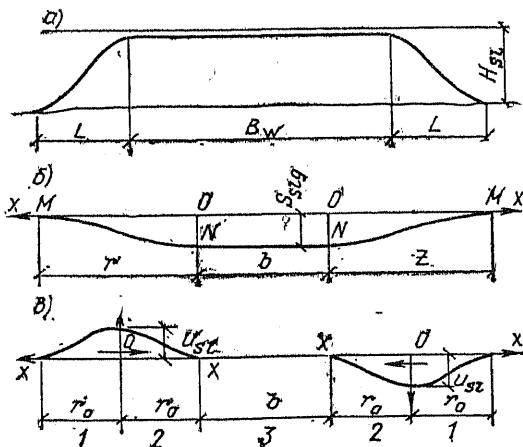


Рис. 10.2. Общий характер развития на замачиваемой площади (а) просадки поверхности грунта (б) и горизонтальных перемещений грунта (в)
1, 2, 3 — участки горизонтального разуплотнения, уплотнения и нейтральной зоны

Возможная просадка поверхности грунта $s_{sl.g}$ включает только два криволинейных участка r . Горизонтальные перемещения поверхности грунта при максимальной просадке характеризуются наличием участков (см. рис. 10.2, в): горизонтального уплотнения, разуплотнения и нейтрального, который при возможной просадке $s_{sl.g}$ отсутствует.

В зависимости от возможности проявления просадок грунта от собственного веса грунтовые условия строительных площадок подразделяются на два типа:

I тип — когда просадка грунта происходит в основном в пределах деформируемой зоны основания от нагрузки фундаментов или другой внешней нагрузки $s_{sl.p}$, а просадка от собственного веса $s_{sl.g}$ отсутствует или не превышает 5 см;

II тип — когда наряду с просадкой грунта от нагрузки фундамента в нижней части просадочной толщи возможна просадка грунта от его собственного веса более 5 см.

Основными характеристиками для проектирования оснований и фундаментов на просадочных грунтах, полученными при инженерно-геологических изысканиях, являются:

тип грунтовых условий по просадочности; относительная просадочность ϵ_{sl} при бытовом и фактическом давлении на грунт, а при изменении фактического давления более чем на 0,1 МПа зависимость ϵ_{sl} от давления на грунт;

величина начального просадочного давления p_{sl} ;

величина начальной просадочной влажности w_{sl} только при медленном повышении влажности;

модули деформации при естественной влажности \bar{E} и в водонасыщенном состоянии E_w ;

коэффициент изменчивости сжимаемости основания α ;

удельное сцепление c и угол внутреннего трения ϕ просадочных грунтов при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии;

удельное сцепление c и угол внутреннего трения ϕ в водонасыщенном состоянии уплотненных просадочных грунтов до заданной плотности.

10.1.2. Расчет просадочных деформаций

Просадки фундаментов s_{sl} от их нагрузки, проходящие в пределах деформируемой зоны $h_{sl.p}$, определяются по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{sl} h_i \gamma_{zi}, \quad (10.4)$$

где ϵ_{sl} — относительная просадочность грунта, определяемая для каждого слоя грунта в пределах деформируемой зоны $h_{sl,p}$ при давлении, равном сумме природного давления и давления от фундамента зданий или сооружений в середине рассматриваемого слоя; h_i — толщина i -го слоя грунта, см; n — число слоев, на которые разбита деформируемая зона $h_{sl,p}$; γ_{ci} — коэффициент условий работы основания, принимаемый для фундаментов шириной от 12 м и более равным 1, а для ленточных фундаментов шириной до 3 м и прямоугольных шириной до 5 м включительно по формуле

$$\gamma_{ci} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl})/p_0 \quad (10.5)$$

(здесь p — среднее давление по подошве фундамента, МПа; p_{sl} — начальное просадочное давление, МПа; p_0 — давление, равное 0,1 МПа); для ленточных фундаментов шириной более 3 м и прямоугольных шириной более 5 м коэффициенты γ_{ci} определяются по интерполяции между значениями, вычисленными по формуле (10.5), и $\gamma_{ci} = 1$; при неполном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением на глубину не менее 1,5 м или $0,2h_{sl,p}$ коэффициенты γ_{ci} принимаются равными 1.

При расчете просадок фундаментов в случаях неполного водонасыщения грунта в формулу (10.4) подставляются значения относительной просадочности ϵ'_{sl} , определяемые по формулам:

$$\epsilon'_{sl} = 0,01 + (\epsilon_{sl} - 0,01) \frac{w_{eq} - w_{sl}}{w_{sat} - w_{sl}}; \quad (10.6)$$

$$\epsilon'_{sl} = 0,01 + (\epsilon_{sl} - 0,01) 0,33, \quad (10.7)$$

где w_{eq} — конечная влажность грунта после замачивания; w_{sl} — начальная просадочная влажность; w_{sat} — влажность, соответствующая полному водонасыщению грунта.

Максимальная величина просадки s_{sl}^{max} от собственного веса грунта, проявляющаяся при его замачивании сверху на площади шириной не менее глубины просадочной толщи или при подъеме уровня грунтовых вод, определяется по формуле (10.4). При этом суммирование производится:

при отсутствии внешней нагрузки, а также при наличии узких фундаментов, когда

деформируемая зона от нагрузки фундамента не сливается с зоной просадки грунта от собственного веса — только в пределах зоны просадки грунта от собственного веса;

при подъеме грунтовых вод или при медленном повышении влажности — только в пределах той части зоны просадки грунта от собственного веса, в которой произошло соответствующее повышение влажности;

при широких фундаментах и частичном наложении деформируемой зоны от их нагрузки на деформируемую зону просадки от собственного веса грунта — в пределах с глубины, на которой суммарные давления от нагрузки фундамента и от собственного веса грунта имеют минимальное значение, до кровли непросадочного грунта.

Коэффициент условий работы γ_{ci} в этом случае следует принимать по результатам опытных работ для каждого региона как отношение фактически замеренной просадки к расчетной, а при отсутствии опытных данных $\gamma_{ci} = 1$.

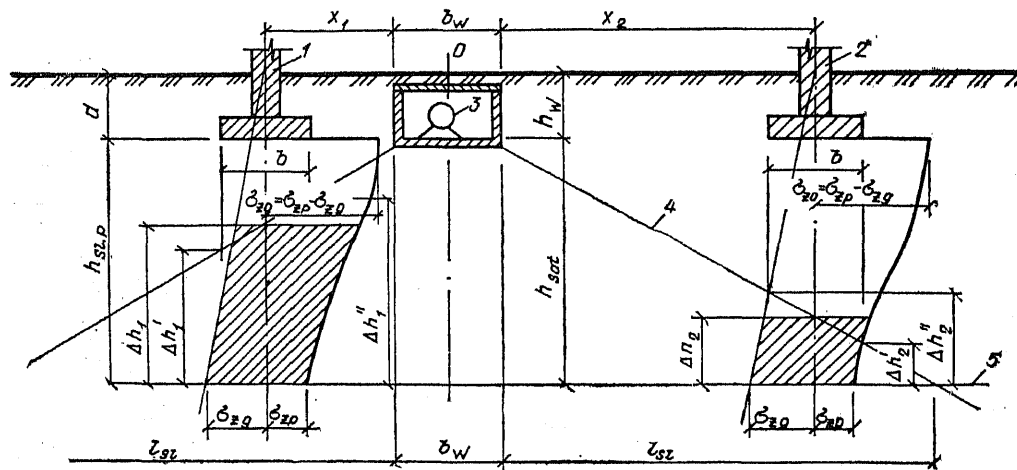
Возможная величина просадки грунта s_{sl} от собственного веса, проявляющаяся при замачивании площади шириной B_w менее величины просадочной толщи H_{sl} , определяется по формуле

$$s_{sl} = s_{sl}^{max} \sqrt{\frac{B_w}{H_{sl}} \left(2 - \frac{B_w}{H_{sl}}\right)}. \quad (10.8)$$

Разность просадок и крены отдельных фундаментов от их нагрузки (рис. 10.3) вычисляются с учетом изменения просадки грунта по выражению

$$\Delta s_{sl,x} = s_{sl} x/l_{sl}, \quad (10.9)$$

Рис. 10.3. К определению кренов и разности просадок фундаментов в пределах деформируемой зоны 1 и 2 — фундаменты Ф-1 и Ф-2; 3 — источник замачивания; 4 — граница увлажненной зоны грунта; 5 — нижняя граница деформируемой зоны



где x — расстояние от края источника замачивания до рассматриваемой точки; l_{sl} — длина участка, на котором проявляется неравномерная просадка грунта:

$$l_{sl} = (d + h_{sl,p} - h_w) \gamma_{сб} \operatorname{tg} \beta, \quad (10.10)$$

здесь d — глубина заложения фундамента от планировочной отметки; $h_{sl,p}$ — толщина зоны просадки грунта от внешней нагрузки; h_w — глубина расположения источника замачивания от поверхности планировки; $\gamma_{сб}$ — коэффициент, учитывающий возможное увеличение угла распространения воды вследствие слоистости грунтов основания и принимаемый для однородных грунтов $\gamma_{сб} = 1$, при залегании сверху слоя грунта с меньшим коэффициентом фильтрации $\gamma_{сб} = 0,7$, с большим $\gamma_{сб} = 1,4$ слоистых толщ $\gamma_{сб} = 2$; β — угол распространения воды от источника замачивания, принимаемый: для лёссовидных супесей и лёссов $\beta = 35^\circ$, а для лёссовидных суглинков $\beta = 50^\circ$.

Крен фундамента определяется как отношение разности просадок краев фундамента к его ширине. Разность просадок грунта $\Delta s_{sl,g}$ от его собственного веса в различных точках замачиваемой и примыкающей к ней площади определяется с учетом изменения просадок грунта по формуле

$$s_{sl,x} = 0,5s_{sl,g} \left(1 + \cos \frac{\pi x}{r} \right), \quad (10.11)$$

где x — расстояние от центра замачиваемой площади или начало горизонтального участка просадки грунта до точки, в которой определяется просадка $s_{sl,x}$ (см. рис. 10.2) ($0 < x < r$); r — расчетная длина криволинейной участка просадки грунта от его собственного веса:

$$r = H (0,5 + \gamma_{сб} \operatorname{tg} \beta). \quad (10.12)$$

Горизонтальные перемещения u_{sl} на поверхности грунта при просадке его от собственного веса, вызванной замачиванием грунта сверху, определяются по выражению

$$u_{sl} = 0,25er \left(1 + \cos \frac{2\pi x}{r} \right), \quad (10.13)$$

ТАБЛИЦА 10.1. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Грунт	Глубина слоя, м	γ_s' , кН/м ³	γ_d' , кН/м ³	γ , кН/м ³	w	p_{sl}' , МПа	ϵ_{sl} при p_i , МПа		
							0,1	0,2	0,3
Супесь	2,1	26,8	14	17,8	0,15	0,08	0,014	0,040	0,066
	3,1		15,5	18,2	0,16		0,012	0,030	0,048
Суглинок	4,1	27	14,5	18,2	0,16	0,1	0,01	0,024	0,038
	5,1		14,7	18,5	0,1			0,018	0,027
	6,1		14,8	18,8	0,12			0,016	0,022

ТАБЛИЦА 10.2. ИЗМЕНЕНИЕ ПО ГЛУБИНЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ И ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ПРОСАДОЧНОСТИ

Глубина от подошвы фундамента z , м	σ_{zg}' , МПа	α	$\alpha \sigma_{zp}'$, МПа	$\sigma_z' = \sigma_{zg}' + \alpha \sigma_{zp}'$, МПа	$\bar{\sigma}_i'$, МПа	ϵ_{sl}	ϵ'_{sl}
0	0,027	1	0,273	0,3	—	—	—
0,6	0,038	0,972	0,266	0,3	0,3	—	—
1,6	0,057	0,738	0,202	0,26	0,28	—	—
2,6	0,076	0,49	0,134	0,21	0,24	0,031	0,017
3,6	0,095	0,325	0,089	0,18	0,20	0,023	0,014
4,6	0,115	0,234	0,064	0,18	0,18	0,017	0,012
5,5	0,130	0,167	0,045	0,18	0,18	0,014	0,01
6,8	0,154	0,114	0,031	0,18	0,18	0,009	—

где ϵ — относительные горизонтальные перемещения:

$$\epsilon = 0,66 (s_{sl}/r - 0,005), \quad (10.14)$$

где x — координата точки, в которой определяется горизонтальное перемещение u_{sl} , изменяющееся при расположении начала координат в точке 0 (рис. 10.2) от нуля до $r/2$.

Пример 10.1. Определить просадки, разности просадок и крены двух отдельно стоящих фундаментов (см. рис. 10.3), возводимых на грунтовой подушке толщиной $h_s = 2$ м. Исходные данные: $b = 3$ м, $p = 0,3$ МПа, $d = 1,5$ м, $h_{sl,p} = 5,5$ м, $h_w = 2$ м, $h_{sat} = 5$ м, $\Delta h_1 = 3,6$ м, $\Delta h_1' = 3$ м, $\Delta h_1'' = 4$ м, $\Delta h_2 = 1,5$ м, $\Delta h_2' = 0,9$ м, $\Delta h_2'' = 2,1$ м, $b_w = 2,4$ м, $x_1 = 2,8$ м, $x_2 = 6,8$ м. Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 10.1.

Решение. Разбиваем просадочную толщу грунтов на элементарные слои толщиной 1 м и определяем вертикальные давления в основании фундаментов (табл. 10.2).

По данным первых шести граф табл. 10.2 и материалам инженерно-геологических изысканий (табл. 10.1) определяем ϵ_{sl} по формуле (10.7) находим ϵ'_{sl} и их значения также сводим в табл. 10.2.

По формуле (10.4) определяем просадки фундаментов с учетом грунтовой подушки и замачивания грунтов в нижней части деформируемой зоны, т. е. в пределах $\Delta h_1 = 3,6$ м и $\Delta h_2 = 1,5$ м:

$$s_{sl1} = \sum_{i=1}^n \epsilon'_{sl} h_i = 0,017 \cdot 60 + 0,14 \cdot 100 + 0,012 \cdot 100 + 0,01 \cdot 90 = 4,6 \text{ см};$$

$$s_{sl2} = 0,012 \cdot 60 + 0,01 \cdot 90 = 1,6 \text{ см}.$$

Находим разность просадок фундаментов Ф-1 и Ф-2:

$$\Delta s_{sl} = s_{sl1} - s_{sl2} = 4,6 - 1,6 = 3 \text{ см}.$$

Вычисляем крен фундамента Ф-1 исходя из того, что толщина замоченного слоя грунта под одной его гранью равняется $\Delta h_1' = 3$ м, а под другой $\Delta h_1'' = 4,2$ м, а просадочного слоя 3,8 м:

$$s_{sl1} = 0,017 \cdot 10 + 0,014 \cdot 100 + 0,012 \cdot 100 + 0,01 \cdot 90 = 3,7 \text{ см};$$

$$s_{sl2} = 0,01 \cdot 90 + 0,014 \cdot 100 + 0,012 \cdot 100 + 0,01 \cdot 90 = 5 \text{ см};$$

$$i = (s_{sl1} - s_{sl2})/b = (5 - 3,7)/300 = 0,0043.$$

10.1.3. Расчет оснований

Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах производится по деформациям исходя из условия

$$s + s_{sl} \leq s'_u, \quad (10.15)$$

где s — совместная деформация основания и здания или сооружения, определяемая как для обычных непросадочных грунтов в соответствии с их деформативными характеристиками, полученными при естественной влажности; s_{sl} — деформация основания, вызванная просадкой грунта; s'_u — предельно допустимая совместная деформация основания и здания или сооружения, принимаемая равной:

$$s'_u = s_u \gamma_s; \quad (10.16)$$

здесь s_u — предельно допустимая деформация основания при неравномерной осадке фундаментов, определяемая как для обычных непросадочных грунтов; γ_s — коэффициент условий работы, учитывающий вероятность одновременного сочетания наиболее неблагоприятных условий по просадке и осадке и принимаемый: при $s_{sl} < 2s \gamma_s = 1$, а при $s_{sl} > 2s \gamma_s = 1,25$.

Выполнение условия (10.15) и тем самым обеспечение прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации зданий и сооружений осуществляется применением одного из следующих трех принципов:

устранения просадочных свойств грунтов путем их уплотнения (тяжелыми трамбовками, вытрамбовыванием котлованов, устройством грунтовой подушки, предварительным замачиванием, взрывами, пробивкой скважин) или закрепления (силикатизацией, обжигом);

прорезки просадочных грунтов свайными фундаментами (из забивных, буронабивных свай, набивных свай в пробитых скважинах, свай в эластичных оболочках, уплотненном грунте и др.) или столбами из закрепленного грунта;

комплекса мероприятий, включающего подготовку оснований, водозащитные и конструктивные мероприятия по расчету конструкций зданий и сооружений на прочность.

Первые два принципа направлены на полное устранение или снижение просадочных деформаций до предельно допустимых величин, а третий — на приспособление зданий и сооружений к возможным неравномерным просадкам грунтов в основаниях.

Выбор одного из принципов производится с учетом особенностей и типа грунтовых условий, вероятности замачивания грунтов основания, возможной величины просадки, жесткости и прочности проектируемых зданий и сооружений, их взаимосвязи с соседними объектами и коммуникациями и т. п.

В случаях когда замачивание грунтов оснований исключается и возможно только медленное повышение их влажности, основания и

фундаменты проектируются как на обычных непросадочных грунтах.

Расчетные сопротивления просадочных грунтов естественного сложения определяются в зависимости: от возможности и вида источника замачивания; от принятого метода обеспечения прочности и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений; от конструкции, ширины и глубины заложения фундаментов; от прочностных характеристик грунтов оснований. При отсутствии возможности замачивания просадочных грунтов расчетные сопротивления R определяются по формуле (5.29). В этом случае прочностные характеристики грунтов должны приниматься:

при $w \geq w_p$ — по результатам испытания грунтов в состоянии природной влажности w ;
при $w < w_p$ — по результатам испытания грунтов при влажности на границе раскатывания w_p .

Расчетное сопротивление грунта основания R при возможном замачивании просадочных грунтов сверху или при подъеме уровня грунтовых вод определяется с учетом следующих требований:

при устранении возможности возникновения просадки оснований от нагрузки фундаментов путем снижения давления на грунт значение R не должно превышать величины начального просадочного давления p_{s1} ;

при обеспечении прочности зданий и сооружений применением комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий, назначаемых по расчету на возможные суммарные величины осадок и просадок основания, значение R определяется по формуле (5.29) с использованием расчетных значений характеристик ϕ_{11} и c_{11} , полученных для просадочных грунтов в водонасыщенном состоянии после их просадки;

при уплотнении и закреплении просадочных грунтов различными методами значение R определяется по формуле с использованием расчетных значений характеристик ϕ_{11} и c_{11} , полученных для уплотненных и закрепленных до заданной плотности и прочности грунтов в водонасыщенном состоянии.

Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, назначаются исходя из условных значений расчетных сопротивлений грунта R_0 (табл. 10.3).

При полном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением различными методами необходимо обеспечить, чтобы суммарное давление на кровлю подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя не превышало начального проса-

ТАБЛИЦА 10.3. УСЛОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Грунт	R_0 , кПа, грунтов			
	природного сложения с ν_d , кН/м ³		уплотненных с ν_{dcom} , кН/м ³	
	13,5	15,5	16	17
Супесь	300	350	200	250
	150	180		
Суглинок	350	400	250	300
	180	200		
Глина	400	450	300	350
	200	220		

Примечания: 1. Над чертой даны значения, относящиеся к просадочным грунтам природного сложения со степенью влажности $S_r \leq 0,5$ и при невозможности их замачивания; в знаменателе под чертой — значения, относящиеся к таким же грунтам со степенью влажности $S_r > 0,8$, а также к грунтам с меньшей степенью влажности и при возможности их замачивания.

2. Для просадочных грунтов с промежуточными значениями ν_d значения R_0 определяются интерполяцией.

дочного давления p_{sl} этого слоя, т. е. $p_{sl} < \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$. В этом случае расчетное сопротивление R_0 на уплотненный или закрепленный грунт по условию устранения просадки подстилающего слоя определяется по формуле

$$R_0 = (p_{sl} - p_{zg} + \alpha p_g) / \alpha, \quad (10.17)$$

где σ_{zp} — дополнительное напряжение на кровле подстилающего неуплотненного или незакрепленного слоя просадочного грунта от нагрузки фундамента; p_{zg} — природное давление на кровле этого слоя; p_g — природное давление на отметке заложения фундамента; α — коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на кровле неуплотненного или незакрепленного слоя.

Расчет конструкций фундаментов и зданий на просадку грунтов от собственного веса $s_{sl.g}$ производится для наиболее неблагоприятного случая расположения источника замачивания под центром здания. Расчетная модель основания принимается в виде искривленного винклеровского основания с условным радиусом кривизны R_c и коэффициентом средней жесткости k_m (рис. 10.4):

$$R_c = \frac{r^2}{2s_{sl.g}} (1 + k_{sl}); \quad (10.18)$$

$$k_m = k k_h, \quad (10.19)$$

где k_{sl} — безразмерный коэффициент, принимаемый численно равным $s_{sl.g}$ в м; k — коэффициент жесткости основания:

$$k = q/\bar{s} \quad (10.20)$$

(здесь q — средняя расчетная равномерно распределенная нагрузка на основание; \bar{s} — средняя осадка фундамента); k_h — коэффициент снижения жесткости основания, вычисляемый в зависимости от полудлины здания L по формуле:

при $r \geq L$

$$k_h = 1/\alpha_{II}; \quad (10.21)$$

при $r < L$

$$k_h = 1 - \frac{r}{L} \left(1 - \frac{1}{\alpha_{II}}\right), \quad (10.22)$$

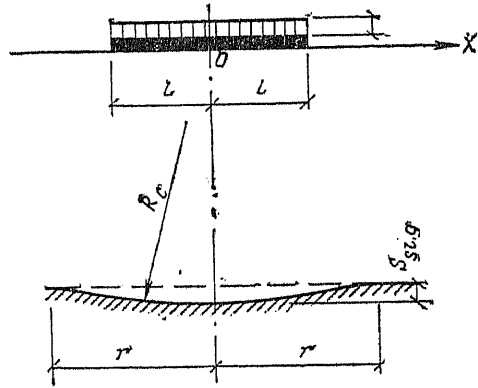


Рис. 10.4. Схема и расчетные параметры фундаментов и зданий на просадку от собственного веса грунта

где

$$\alpha_{II} = 1 + \frac{s_{sl.g} \cdot g / h_{sl.g}}{s / H_c}, \quad (10.23)$$

здесь $h_{sl.g}$ — величина зоны просадки грунта от собственного веса (рис. 10.1); H_c — величина сжимаемой зоны основания под фундаментом.

Максимальные величины изгибающих моментов M и перерезывающих сил в фундаментах и зданиях при просадках грунтов от собственного веса определяется по выражениям:

$$M_{max} = \frac{k_m L^4}{24 R'_c}; \quad (10.24)$$

$$Q_{max} = \frac{k_m L^3}{15,6 R'_c}, \quad (10.25)$$

где

$$R'_c = R_c (1 + \xi); \quad (10.26)$$

$$\xi = \frac{k_m L^4}{12 EI} \left(\frac{11}{30} + \frac{EI}{GF l^2} \right); \quad (10.27)$$

$\xi = 0$ — при отношении высоты фундамента или здания к их длине ($2L$), большем $0,75 \xi$; EI и GF — изгибная и сдвиговая жесткости фундамента или здания, приведенные к балке конечной жесткости.

Расчет дополнительных нагрузок на сваи F_n от сил нагружающего трения, возникающих при просадках окружающих сваи грунтов, производится при полном водонасыщении грунта по формуле (рис. 10.5):

$$F_n = \frac{A}{H_{sl}} \sum_{i=1}^n (\gamma_{sat i} h_i - p_{sl i}) h_i, \quad (10.28)$$

где A — площадь взаимодействующего со свайей окружающего грунта природной структуры; $\gamma_{sat i}$ — удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии; h_i — толщина i -го слоя, на которое разбита толща просадочного грунта H_{sl} , в пределах которой проявляются силы нагружающего трения; $p_{sl i}$ — начальное просадочное давление i -го слоя грунта.

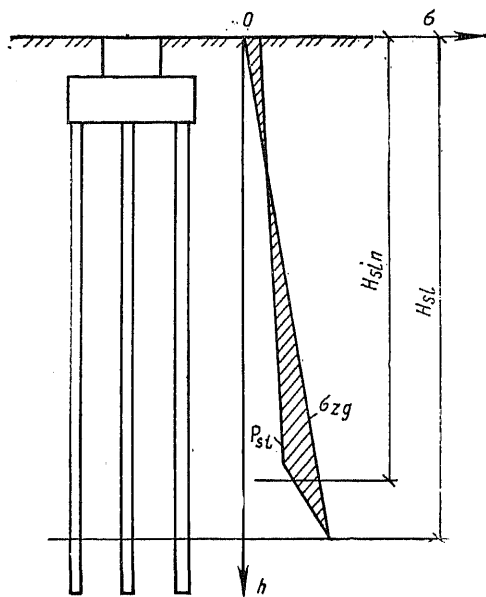


Рис. 10.5. К определению дополнительной нагрузки на сваю по дефициту несущей способности просадочного грунта (заштрихованная область)

Площадь взаимодействующего со свайей грунта A определяется в зависимости от расположения свай и принимается:

для одиночной сваи

$$A_{\infty} = \pi (0,4H)^2/4 - A_{com}; \quad (10.29)$$

для средней сваи в кусте

$$A_m = l^2 - A_{com}; \quad (10.30)$$

для крайней сваи в кусте

$$A_p = (0,5l + 0,2H)l - A_{com}; \quad (10.31)$$

для угловой сваи в кусте

$$A_{cor} = \pi (0,5l + 0,2H)^2/4 - A_{com}; \quad (10.32)$$

для средней сваи в ленточном фундаменте

$$A_f = l \cdot 0,2H - A_{com}, \quad (10.33)$$

где l — расстояние между сваями; A_{com} — площадь уплотненного вокруг сваи грунта: $A_{com} = 0,25\pi(2,5d)^2$; здесь d — приведенный диаметр сваи.

Глубина толщ просадочного грунта, в пределах которой проявляются силы нагружающего трения,

$$H_{sl.n} = H_{sl} - s'_{sl.g}/\epsilon_{sl}, \quad (10.34)$$

где $s'_{sl.g}$ — предельно допустимая просадка грунта от собственного веса при воздействии на сваю, принимаемая равной 3 см; ϵ_{sl} — относительная просадочность нижних слоев просадочной толщ.

Вычисленные дополнительные нагрузки на сваю от сил нагружающего трения по формуле (10.28) не должны превышать значений дополнительной нагрузки F'_n , определяемой по формуле

$$F'_n = \gamma_c u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_{ni} h_i, \quad (10.35)$$

где γ_c и γ_{cf} — коэффициенты условий работы, принимаемые по СНиП II-17-77; u — периметр ствола сваи; f_{ni} — расчетная сила нагружающего трения по боковой поверхности сваи, принимаемая численно равной f_i по СНиП II-17-77, при полном водонасыщении грунта.

Пример 10.2. Определить размеры фундаментов под колонны здания, возводимого на уплотненных тяжелых трамбовками просадочных грунтов с I типом грунтовых условий. Исходные данные по грунтам: $\gamma_d = 14,5$ кН/м³, $p_{sl} = 0,16$ МПа, $\gamma_{d.com} = 17$ кН/м³, $\gamma_{II} = 19,5$ кН/м³, $\gamma'_{II} = 18$ кН/м³, $c_{II} = 0,035$ МПа, $\phi_{II} = 22^\circ$, $h_{com} = 3$ м, $d = 2$ м, $\gamma_F = 22$ кН/м³. Исходные данные по нагрузкам: $F_v = 1250$ кН; $M = 120$ кН·м; $F_h = 40$ кН.

Решение. Определяем предварительные размеры фундамента по условному расчетному сопротивлению $R_0 = 0,3$ МПа (см. табл. 10.3):

$$A = \frac{F_v}{R_0} = \frac{1250}{0,3 \cdot 100} = 4,2 \text{ м}^2;$$

принимая $b = 2$ м, $l = 2,4$ м, $A = 4,8$ м².

Вычисляем по формуле (5.29) расчетное сопротивление на уплотненный грунт: $R = 0,4$ МПа.

Находим по формуле (10.17) расчетное сопротивление на уплотненный грунт по условно устранению просадки подстилающего неуплотненного лесовидного суглинка естественного сложения при $\alpha = 0,207$:

$$R_c = (0,16 - 0,095 + 0,07)/0,207 = 0,35 \text{ МПа}.$$

Сопоставляя значения $R = 0,4$ МПа и $R_c = 0,35$ МПа, для расчета размеров подошвы фундамента принимаем минимальное значение: $R = 0,35$ МПа.

Определяем среднее и крайние давления по подошве фундамента при площади подошвы фундамента $A = b \cdot l = 2 \cdot 2,4 = 4,8$ м², собственном весе фундамента $G = Ad\gamma_F = 4,8 \cdot 2 \cdot 22 = 212$ кН, моменте от горизонтальной силы $M_h = F_h d = 40 \cdot 2 = 80$ кН и моменте инерции подошвы фундамента: $W = b^3/6 = 2 \cdot 2 \cdot 2/6 = 1,92$ м³:

$$\begin{aligned} \sigma &= (F_v + G)/A \pm (M + M_h)/W = \\ &= (1250 + 212)/4,8 \pm (120 + 80)/1,92 = \\ &= 30,4 \pm 110 \text{ кН/м}^2 = 0,301 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= 0,304 \text{ МПа}; \quad \sigma_{max} = 0,414 \text{ МПа} < 0,35 \cdot 1,2 = \\ &= 0,42 \text{ МПа}; \quad \sigma_{min} = 0,194 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

10.1.4. Проектирование уплотненных оснований

Исходными материалами при проектировании уплотненных оснований служат:

инженерно-геологические разрезы на застраиваемом участке;

основные физико-механические характеристики грунтов, входящих в просадочную толщу (ω , ω_L , ω_P , I_L , ρ_s , ρ_d , S_r , ϵ_{sl} , p_{sl});

данные о величинах просадочной толщ, просадки грунтов от собственного веса и типе грунтовых условий по просадочности;

планы и размеры фундаментов подвальной части с нагрузками на фундаменты;

планы расположения в здании и вокруг него инженерных коммуникаций, каналов, приемков с глубиной их заложения.

В проекте уплотненных оснований должны быть указаны:

размеры уплотняемой площади в плане;
требуемая глубина уплотнения;
глубина котлована, в том числе глубина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов;

необходимая плотность уплотненного грунта;

оптимальная влажность уплотненного грунта;

расчетное сопротивление уплотненного грунта;

количество воды при необходимости доувлажнения и замачивания грунтов;

размеры и массы трамбовок, ориентировочное число ударов при поверхностном уплотнении грунтов, вытрамбовывании котлованов и пробивке скважин;

типы грунтоуплотняющих механизмов;

расположение скважин и способ доуплотнения верхнего слоя грунта при глубинном уплотнении замачиванием и пробивкой скважин; специальные требования (при необходимости) по производству работ.

Уплотнение тяжелыми трамбовками применяется для устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей или верхней части деформируемой зоны от нагрузки фундаментов; создания в основании здания или сооружения сплошного маловодопроницаемого экрана; повышения плотности, прочностных характеристик и снижения сжимаемости грунтов [5].

В зависимости от особенностей грунтовых условий уплотнение тяжелыми трамбовками принимается при степени влажности грунтов не более $S_r \leq 0,7$ и плотности сухого грунта $\rho_d \leq 1,6 \text{ т/м}^3$.

Наибольшая глубина уплотнения достигается при оптимальной влажности грунтов $\omega_0 = \omega_p - (0,01 \div 0,03 \omega_p)$ и принимается

$$h_c = k_c d, \quad (10.36)$$

где d — диаметр основания трамбовки; k_c — коэффициент пропорциональности, принимаемый по данным экспериментальных исследований: для супесей и суглинков $k_c = 1,8$, для глин $k_c = 1,5$.

С учетом влияния динамических воздействий на близрасположенные существующие здания и сооружения уплотнение тяжелыми трамбовками весом до 50 кН применяется при расположении уплотняемой площади на расстоянии не менее чем 10 м от зданий и сооружений.

Размеры уплотняемой площади в плане,

при необходимости создания в основании сплошного маловодопроницаемого экрана, принимаются не менее чем на 1 м больше размеров здания по наружным граням фундаментов в каждую сторону. При уплотнении только с целью устранения просадочных свойств грунтов ширина b_c или длина l_c уплотняемой площади назначаются в соответствии с конфигурацией и размерами фундаментов и принимаются

$$b_c = b + 0,5(b - d). \quad (10.37)$$

Требуемая глубина уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками в основании фундаментов определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только ее верхней части на глубину, при которой суммарные осадки и просадки фундаментов не превышают предельных величин для зданий и сооружений. При уплотнении с целью создания сплошного маловодопроницаемого экрана глубина уплотнения должна быть не менее 1,5 м.

Плотность сухого грунта в уплотненном слое назначается исходя из полного устранения просадочных свойств грунтов, обеспечения достаточно низкой сжимаемости и высокой прочности уплотненных грунтов и для подавляющего большинства лессовых грунтов должна быть не менее 1,65—1,7 т/м³, а на нижней границе уплотненной зоны — 1,6 т/м³.

Величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов принимается в зависимости от природной степени плотности просадочного грунта, равной 0,15—0,25 глубины уплотнения h_c .

Расчетные давления и осадки фундаментов на уплотненных тяжелыми трамбовками грунтах вычисляются по схеме двухслойного основания, состоящего из уплотненного слоя и подстилающего грунта природной структуры. Прочностные характеристики и модули деформации уплотненных грунтов принимаются, как правило, по результатам непосредственных их испытаний. При отсутствии данных испытаний грунтов прочностные характеристики и модули деформации уплотненных лессовых грунтов допускается принимать по табл. 10.4.

Грунтовые подушки применяются с той же целью, что и уплотнение тяжелыми трамбовками в следующих случаях: когда степень влажности просадочных грунтов в основании фундаментов $S_r > 0,7$; если необходимо получить в основании фундаментов уплотненный слой толщиной более 3—3,5 м; при отсутствии кранов для уплотнения тяжелыми трамбовка-

ТАБЛИЦА 10.4. ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ УПЛОТНЕННЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

Показатели	Значение показателей при k_c и γ_d , кН/м ³		
	0,93 и 16	0,95 и 17	0,97 и 18
Сцепление, МПа	0,055/0,025	0,075/0,035	0,1/0,045
Угол внутреннего трения, град	28/24	30/25	32/26
Модуль деформации, МПа:			
супесей	—	20/15	—
суглинков	—	25/20	—

Примечания: 1. Показатель текучести грунтов $I_L \leq 0,14$. 2. Перед чертой даны значения при степени влажности грунта $S_r \leq 0,5+0,6$; за чертой — при $S_r \geq 0,8$.

ми; когда расстояние до существующих зданий и сооружений составляет менее 10 м.

Необходимая толщина грунтовой подушки определяется, как правило, из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны, а при значительной величине деформируемой зоны грунтовые подушки выполняются только в пределах ее верхней части.

Для малоэтажных зданий с нагрузкой на ленточный фундамент до 150 кН/м и на столбчатый фундамент до 600 кН толщину грунтовой подушки h_c и среднее давление по подошве фундамента p допускается определять по формулам:

$$h_c = \frac{p - p_{sl}}{p_{sl}} b; \quad (10.38)$$

$$p = p_{sl}(h_c/b + 1), \quad (10.39)$$

где p — принятое среднее давление на грунт по подошве фундамента; p_{sl} — начальное просадочное давление грунта, залегающего ниже грунтовой подушки; b — ширина фундамента.

При устройстве подушек для создания сплошного маловодопроницаемого экрана их размеры назначаются исходя из условия отвода аварийных вод за пределы деформируемой зоны грунта в основании фундамента и должны превышать размеры фундаментов не менее чем на 1 м. При устройстве подушек только для ликвидации просадочных свойств грунтов в наиболее напряженной зоне основания фундамента ширина или длина их b_c понизу определяется по формуле

$$b_c = b(1 + 2k_h), \quad (10.40)$$

где k_h — коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций в основании фундаментов при просадке грунта и принимаемый: при $p=0,15+0,2$ МПа $k_h=0,3$; при $p=0,2+0,3$ МПа $k_h=0,35$ и при $p=0,35+0,4$ МПа $k_h=0,4$.

При устройстве грунтовых подушек с целью создания сплошного водонепроницаемого экрана следует применять, как правило, лёссовидные глины и суглинки, так как при этих грунтах достигается наибольшая водонепроницаемость. Дренарующие материалы (песок, шлак и т. п.) для возведения грунтовых подушек допускается применять с учетом их

техничко-экономических показателей только на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности.

Грунтовые подушки должны устраиваться из однородных грунтов оптимальной влажности, равной при укатке $w_0 = w_p$. При устройстве грунтовых подушек с целью ликвидации просадочных свойств основания плотность уплотненного грунта должна быть не менее 1,6 т/м³, а при создании сплошного водонепроницаемого экрана — не менее 1,7 т/м³.

Вытрамбовывание котлованов под фундаменты на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий применяется:

при удельном весе сухого грунта $\gamma_d \leq 16,5$ т/м³, числе пластичности $I_p \leq 0,03$, степени влажности $S_r \leq 0,7$;

для каркасных зданий с нагрузкой на фундамент до 3500 кН и бескаркасных с нагрузкой до 600 кН/м;

при выполнении работ на расстоянии не менее 10 м от эксплуатируемых зданий.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах подразделяются на обычные с плоской или заостренной подошвой и с уширенным основанием, получаемым путем вытрамбовывания в дно вытрамбованного котлована жесткого материала (щебня, гравия, песчано-гравийной смеси и т. п.).

Фундаменты в вытрамбованных котлованах для каркасных зданий проектируются с таким расчетом, чтобы под каждую колонну вытрамбовывался отдельный котлован, а под колонны у деформационных швов — спаренные котлованы, вытрамбовываемые в два следа. При применении фундаментов с уширенным основанием у деформационных швов обычно вытрамбовывается один котлован с устройством соответствующего ростверка или уширенного оголовка под колонны.

В бескаркасных зданиях фундаменты в вытрамбовываемых котлованах располагаются по осям стен на расстояниях, определяемых исходя из нагрузок на фундаменты, планов расположения стен, длины фундаментных балок, прочности цокольных панелей и панелей

технического подполья, а также с учетом возможности вытрамбовывания близко расположенных котлованов. Минимальное расстояние между котлованами в свету принимается не менее 0,8 их ширины поверху.

Глубина вытрамбованных котлованов принимается исходя из необходимой глубины заложения фундамента, толщины подсыпки, а также связи их с каналами, прямыми и коммуникациями.

Форма трамбовок в плане при вытрамбовывании котлованов под обычные фундаменты принимается квадратной, прямоугольной или круглой с плоским или заостренным основанием, а для фундаментов с уширенным основанием — квадратной, шестигранной, круглой с заостренным нижнего конца в 60—90°. Уклон граней трамбовки принимается равным 0,05—0,2.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах проектируются, как правило, монолитными с учетом бетонирования их враспор со стенками котлована.

При расчете столбчатых и ленточных прерывистых фундаментов в вытрамбованных котлованах без уширенных оснований крайние давления под подошвой фундаментов при условии, что $p_{max} \leq 1,2 R_{(1,2)}$ (где $R_{1,2}$ — расчетное сопротивление грунта основания) и $p_{min} > p_0$ определяются по формуле (рис. 10.6)

$$p_{\frac{min}{max}} = (F_v + G) / A \pm (\Sigma M - 0,5 p_h b_m h^2) / W, \quad (10.41)$$

где F_v — сумма вертикальных нагрузок, действующих на фундамент; G — собственный вес фундамента; A — площадь фундамента в среднем сечении на глубине $0,5h$; ΣM — сумма моментов сил, относительно подошвы фундамента; b_m — средняя ширина фундамента в сечении на глубине $0,5h$; W — момент сопротивления среднего сечения фундамента на глубине $0,5h$; (h — глубина вытрамбованного котлована); p_h — реактивный отпор грунта:

$$p_h = a + bp; \quad (10.42)$$

здесь $a=60$ кН/м²; $b=0,4$; p — среднее давление в сечении фундамента на глубине $0,5h$.

За расчетное сопротивление грунта основания фундамента в вытрамбованном котловане принимается минимальное значение сопротивления, получаемое:

из расчетного сопротивления уплотненного грунта R_1 , определяемого по формуле (5.29) с использованием прочностных характеристик ϕ_{II} и C_{II} уплотненных грунтов в водонасыщенном состоянии;

из расчетного сопротивления R_2 , определяемого исходя из сопротивления подстилающего уплотненную зону просадочного грунта естественного сложения или другого слоя грунта по формуле (10.17), в которой начальное просадочное давление p_{sl} принимается с ко-

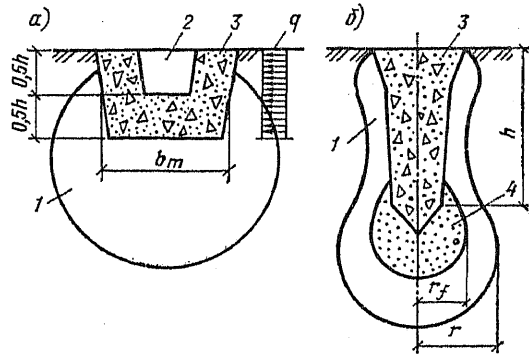


Рис. 10.6. Основные виды фундаментов в вытрамбованных котлованах

a — с плоской подошвой без уширения; *b* — с уширенным основанием; 1 — уплотненная зона грунта; 2 — стакан для установки колонны; 3 — фундамент; 4 — вытрамбованный жесткий грунтовой материал

эффициентом $\gamma_g=1,5$ при определении p_{sl} по результатам компрессионных исследований и $\gamma_g=1,2$ — по штамповым испытаниям.

При расчете фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием учитывается создание в основании уширения радиусом

$$r_f = k \sqrt[3]{V_f}, \quad (10.43)$$

где k — коэффициент, учитывающий форму уширения и принимаемый: $k=0,62+0,52$; V_f — объем вытрамбованного в дно котлована жесткого материала.

Радиус уплотненной зоны r вокруг уширения определяется по формуле

$$r = 0,95 r_f \sqrt[3]{\frac{\gamma_{d.com}}{\gamma_{d.com} - \gamma_d}}, \quad (10.44)$$

где γ_d — средний удельный вес сухого грунта в природном состоянии; $\gamma_{d.com}$ — средний удельный вес сухого уплотненного грунта.

Несущая способность фундаментов F_u в вытрамбованном котловане с уширенным основанием на вертикальную нагрузку определяется при полном замачивании просадочного грунта в основании как наименьшее из значений:

несущей способности уплотненного грунта в пределах уплотненной зоны F'_u ;

несущей способности подстилающего уплотненную зону грунта естественной структуры F''_u .

Несущая способность F'_u вычисляется по формуле

$$F'_u = \gamma_c [\gamma_{cR} R_c A_f + h u_m (R_f \gamma_{cf} + t \gamma_{cl} E \xi_T)], \quad (10.45)$$

где γ_c и γ_{cR} — коэффициенты условий работы, равные 1; R_c — расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением, определяемое по табл. 10.5;

A_f — площадь поперечного сечения уширенного основания из жесткого материала в месте его наибольшего уширения; h — высота наклонной части фундамента, находящейся в грунте; u_m — периметр поперечного сечения фундамента в его средней части; R_f — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности наклонной части, принимаемое по табл. 10.6; γ_{cf} — коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности фундамента, принимаемый $\gamma_{cf} = 0,8$; i — уклон боковых стенок фундамента в долях единицы, при $i > 0,025$ принимаемый равным 0,025; E — компрессионный модуль деформации верхнего слоя грунта естественной структуры в водонасыщенном состоянии при $p \leq p_{cl}$; γ_{ci} — коэффициент условий работы, принимаемый $\gamma_{ci} = 0,5$; ξ_r — реологический коэффициент, принимаемый $\xi_r = 0,8$.

ТАБЛИЦА 10.5. ЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ УПЛОТНЕННОГО ГРУНТА ПОД УШИРЕНИЕМ

Глубина от поверхности до низа уширенного основания, м	R_c , кН/м ² , при I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2,0	6500	2900	2000	1400	900	700	500
2,5	7000	3500	2500	1750	1100	900	550
3,0	7500	4000	3000	2000	1200	1100	600
3,5	7900	4500	3400	2250	1400	1150	650
4,0	8300	5100	3800	2500	1600	1250	700
5,0	8800	6200	4000	2800	2000	1300	800

ТАБЛИЦА 10.6. ЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Глубина вытрамбовывания, м	R_f , кН/м ² , при I_L				
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1,5	35	23	15	12	8
2,0	42	30	21	17	12
2,5	45	32	23	19	13
3,0	48	34	25	20	14
3,5	50	36	26	21	15
4,0	52	38	27	22	16

Несущая способность F_u'' определяется по формуле

$$F_u'' = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R_c' A_f' + hu_m (R_f \gamma_{cf} + iE\gamma_{ci} \xi_r) \right], \quad (10.46)$$

где γ_{cR} — коэффициент условий работы подстилающего неуплотненного слоя грунта, при глубине котлованов 2; 2,5; 3; 3,5 м соответственно равный 1; 1,2; 1,4 и 1,6; R_c' — расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта; A_f' — наибольшая площадь поперечного сечения уплотненной зоны.

Несущая способность уплотненных грунтов под фундаментами и вокруг них в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием на горизонтальные нагрузки и моменты F_h определяется по формуле

$$F_h = \gamma_c \rho_h b_m h, \quad (10.47)$$

где γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый $\gamma_c = 0,8$; ρ_h — реактивный отпор грунта, определяемый по формуле (10.42); b_m — средняя ширина фундамента на глубине $0,5h$; h — высота фундамента без учета заостренной части.

Расчетная вертикальная нагрузка на фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием

$$N = F_u / \gamma_g, \quad (10.48)$$

где γ_g — коэффициент надежности, принимаемый при определении несущей способности фундаментов расчетом $\gamma_g = 1,4$, а по данным испытаний $\gamma_g = 1$.

Глубинное уплотнение пробивкой скважин (грунтовыми сваями) применяется при необходимости устранения просадочных свойств грунтов на глубину до 24—28 м, при устройстве противифльтрационных завес и, как правило, при влажности грунтов, близкой к оптимальной, и степени влажности не более 0,75, при отсутствии отдельных слоев и прослоек плотных грунтов, песков, маловлажных супесей, линз, переувлажненного грунта со степенью влажности $S_r > 0,75$, верховодки и выполняется в котлованах размерами в плане на 3 м больше в каждую сторону размеров уплотняемой площади. Отметка дна котлованов назначается с учетом последующей срезки буферного слоя или доуплотнения его тяжелыми трамбовками.

Толщина буферного слоя, м,

$$h_b = k_b d, \quad (10.49)$$

где d — диаметр скважин (грунтовых свай), м, принимаемый при пробивке их станками ударно-канатного бурения $d = 0,5$ м, а при использовании энергии взрыва $d = 0,4$ м; k_b — коэффициент пропорциональности, принимаемый по опытным данным: для супесей $k_b = 4$, суглинков $k_b = 5$ и глин $k_b = 6$.

Площадь уплотняемого основания должна превышать площадь подошвы фундамента за счет полосы, выступающей за его пределы по периметру в каждую сторону на величину, равную:

на грунтах с I типом грунтовых условий по просадочности 0,2 b , а для отдельно стоящих сооружений с высоким расположением центра тяжести (дымовые трубы, водонапорные башни и т. п.) не менее 0,3 b (где b — длина меньшей стороны прямоугольного или диаметр круглого фундамента, м), но не менее 0,8 и не более 2 м;

на грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности 0,2 глубины просадочной толщи H_{sl} , но не менее 0,5 H_{sl} .

Скважины в уплотняемом массиве следует размещать в шахматном порядке по вершинам равностороннего треугольника. Независимо от числа скважин под фундаментом, полученного по расчету, число рядов их по длине и ширине фундамента должно быть не менее трех. Первый ряд грунтовых свай располагается на расстоянии от границы уплотняемой площади основания, равном 0,5 l , где l — расстояние между центрами скважин, определяемое по табл. 10.7 или по формуле

$$l = 0,95d \sqrt{\frac{\gamma_{d.c}}{\gamma_{d.c} - \gamma_d}}, \quad (10.50)$$

где γ_d — удельный вес сухого грунта в природном состоянии; $\gamma_{d.c}$ — удельный вес сухого грунта уплотненного массива.

ТАБЛИЦА 10.7. РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ ЦЕНТРАМИ СКВАЖИН ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ЗНАЧЕНИЯХ ПЛОТНОСТИ ПРОСАДОЧНОГО ГРУНТА

Удельный вес уплотненного сухого грунта, $\gamma_{d.c}$, кН/м ³	Значения l при γ_d , кН/м ³					
	12,2	13	13,5	14	14,6	15,1
16,5	1,9 d	2,1 d	2,2 d	2,5 d	2,8 d	3,3 d
17	1,8 d	2,0 d	2,1 d	2,3 d	2,5 d	2,9 d
17,5	1,7 d	1,9 d	2,0 d	2,1 d	2,3 d	2,6 d

Уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин выполняется из расчета достижения среднего значения удельного веса сухого уплотненного грунта:

на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности 16,5 кН/м³;

на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности 16,5 кН/м² в пределах верхнего слоя на глубину $H_{st}/2$ и 17 кН/м³ в пределах нижнего слоя на ту же глубину.

При глубинном уплотнении пробивкой скважин в целях устройства противодиффузионной завесы средний удельный вес сухого уплотненного грунта должен быть не менее 17,5 кН/м³.

Пробитые скважины заполняются местным глинистым грунтом с уплотнением до удельного веса не менее 17,5 кН/м³ или другим более прочным грунтовым материалом. Количество грунтового материала по весу, необходимое для набивки 1 м длины скважины, определяется по формуле

$$q = k_c A \gamma_{d.c} (1 + \omega), \quad (10.51)$$

где k_c — коэффициент, зависящий от вида уплотняемого грунта и обусловленный увеличением диаметра скважины в процессе трамбования засыпаемого грунтового материала: для супесей $k_c = 1,4$, для суглинков и глин $k_c = 1,1$; A — площадь поперечного сечения скважины; $\gamma_{d.c}$ — удельный вес сухого уплотненного грунта в скважине, равный 17,5 кН/м³; ω — влажность грунта, засыпаемого в скважину.

Уплотнение предварительным замачиванием обеспечивает устранение просадочных свойств грунтов только от их собственного веса и перевод грунтовых условий из II в I тип по просадочности. Поэтому такое уплотнение обычно комбинируется с доуплотнением просадочных грунтов в деформируемой зоне от нагрузки фундаментов путем уплотнения тя-

желыми трамбовками, устройства грунтовой подушки, вытрамбовывания котлованов, подводными взрывами или устройством свайных фундаментов.

Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием целесообразно применять:

при залегании сверху супесей и легких суглинков, отсутствии водоупорных прослоек в пределах просадочной толщи, наличии ниже ее дренирующих слоев, обеспечивающих быстрый отток свободной воды;

на вновь застраиваемых площадках при отсутствии вблизи зданий и сооружений;

при строительстве сравнительно тяжелых зданий, когда грунт в пределах большей части деформируемой зоны доуплотняется от нагрузки фундаментов;

при просадках грунтов от их собственного веса более 30 см.

Предварительное замачивание просадочных грунтов производится в котлованах или траншеях глубиной 0,4—1 м. Вокруг котлованов выполняется обвалование с таким расчетом, чтобы обеспечить поддержание уровня воды в нем на высоту 0,3—0,4 м. Котлованы для удобства производства работ разбиваются на отдельные карты шириной 40—50 и длиной 50—100 м. Для обеспечения достаточно равномерного уплотнения грунтов в пределах расположения здания размеры котлованов по ширине принимаются на 0,3 H_{st} , а по длине на 0,5 H_{st} больше фундамента здания в каждую сторону.

При неизбежных просадках грунтов вокруг зданий вследствие подъема уровня грунтовых вод или орошения предварительное замачивание целесообразно осуществлять по всей застраиваемой площади, т. е. не только под зданиями, но и под дорогами, коммуникациями и т. п.

Для получения более равномерной просадки грунтов дно котлованов в пределах 10—15 м от края планируется с уклоном 0,02—0,03 к наружным сторонам котлована.

При залегании на поверхности дна котлована тяжелых суглинков или глин с целью сокращения сроков замачивания выполняются дренирующие скважины на глубину $(0,5 \div 0,7) H_{st}$ диаметром не менее 15 см, засыпанные песком, гравием, мелким стойким шлаком и т. п. Расстояние между скважинами в пределах замачиваемого участка принимается равным 5—10 м, а в торцах — 2—4 м.

Замачивание осуществляется до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и достижения условий стабилизации просадки. За условную стабилизацию просадки

грунта принимается просадка его менее 1 см в неделю, наблюдаемая в течение последних двух недель. Необходимое количество воды для замачивания грунта определяется по формуле

$$Q = \frac{(0,8w_{sat} - w) \gamma_d}{\gamma_w} \left(V_1 + \frac{V_2}{2} \right), \quad (10.52)$$

где w_{sat} — влажность при полном водонасыщении грунта ($S_r = 0,8$); w — природная влажность; γ_d — удельный вес сухого грунта; γ_w — удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ; V_1 — объем грунта в пределах замачиваемого котлована, равный площади котлована, умноженной на толщину промачиваемого слоя грунта; V_2 — суммарный объем грунта в пределах зон распространения воды в стороны от замачиваемого котлована.

Для наблюдения за просадкой грунтов на дне котлована и за его пределами на расстоянии не менее полуторной толщины просадочного слоя устанавливаются поверхностные марки по двум-трем поперечникам через каждые 3—8 мм. В средней части котлована для наблюдения за послонной деформацией грунта устанавливается куст глубинных марок, которые закладываются через каждые 2—3 м по глубине в пределах всей просадочной толщи. В плане глубинные марки располагаются на расстоянии 0,5—1 м одна от другой.

В проекте привязки зданий и сооружений на основаниях, уплотненных предварительным замачиванием не до полной стабилизации просадок, должно быть предусмотрено превышение отметок заложения фундаментов против проектных, равное возможной экстраполируемой просадке грунта. Экстраполяция кривой просадки грунта от действия его собственного веса во времени производится с учетом следующих положений:

принимается условно, что полная стабилизация просадки грунта во времени наступает через 300 дней от начала просадки;

замачивание грунта производится при постоянном уровне воды в котловане и прекращается после наступления условной стабилизации просадки.

Кривая просадки грунта от действия его собственного веса во времени выражается уравнением гиперболы

$$s_t = s_{sl.g} t / (t + t_0), \quad (10.53)$$

где s_t — просадка в заданное время t ; $s_{sl.g}$ — просадка после ее полной стабилизации; t — период после начала просадки, при котором определяется экстраполированная просадка, сут; t_0 — параметр, сут.

Величина просадки $s_{sl.g}$ при достижении полной стабилизации определяется по данным просадки грунта s_{sl1} и s_{sl2} из выражения

$$1/s_{sl1} = 1/s_{sl2} - \text{tg} \alpha (1/t_2 - 1/t_0), \quad (10.54)$$

где $t_0 = 300$;

$$\text{tg} \alpha = \frac{1/s_{sl1} - 1/s_{sl2}}{1/t_1 - 1/t_2}; \quad (10.55)$$

$$\text{tg} \alpha = t_0/s_{sl.g}. \quad (10.56)$$

Пример 10.3. Рассчитать основной тип фундамента в вытрамбованном котловане с уширенным основанием для девятиэтажного крупнопанельного жилого дома на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий. Исходные данные: вертикальная нагрузка на фундамент 1100 кН , горизонтальная 60 кН ; физико-механические характеристики грунтов на глубину до 6 м: $\gamma_d = 14,5 \text{ кН/м}^3$; $w = 0,17$; $L_{\alpha} = 0,27$; $w_p = 0,17$; $P_{sl} = 0,14 \text{ МПа}$; $c_c = 0,045 \text{ МПа}$; $\varphi_c = 26^\circ$; $E_R = 3,5 \text{ МПа}$.

Решение. Принимаем фундамент шестигранной формы в плане, радиусом описанной окружности понижу $0,35 \text{ м}$, поверху $0,45 \text{ м}$ и высотой без заострения $2,5 \text{ м}$, с объемом втрамбованного щебня $V_f = 1,5 \text{ м}^3$.

Определяем по формуле (10.43) радиус уширения r_f и площадь уширения A_f :

$$r_f = 0,55 \sqrt[3]{1,5} = 0,63 \text{ м};$$

$$A_f = \pi r_f^2 = 3,14 \cdot 0,63^2 = 1,25 \text{ м}^2.$$

По формуле (10.44) вычисляем радиус r_c и площадь A_c уплотненной зоны при $\rho_{d,c} = 1,6 \text{ т/м}^3$:

$$r_c = 0,95 \cdot 0,63 \sqrt[3]{16/(16 - 14,5)} = 1,32 \text{ м};$$

$$A_c = \pi r_c^2 = 3,14 \cdot 1,32^2 = 5,48 \text{ м}^2.$$

Находим по формуле (10.45) несущую способность фундамента F'_u по уплотненному грунту при

$$I_L = 0,4:$$

$$F'_u = 1 [2120 \cdot 1,25 + 2,5 \cdot 2,4 (12 \cdot 1,5 + 0,025 \times \\ \times 350 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] = 2940 \text{ кН}.$$

Определяем по формуле (10.46) несущую способность фундамента F''_u по грунту природного сложения:

$$F''_u = 1 [1,2 \cdot 1,5 \cdot 140 \cdot 5,48 + 2,5 \cdot 2,4 (12 \cdot 1,5 + \\ + 0,025 \cdot 350 \cdot 0,5 \cdot 0,8)] = 1780 \text{ кН}.$$

Расчетную вертикальную нагрузку на фундамент вычисляем по минимальному значению его несущей способности F''_u :

$$N = 1780/1,4 = 1270 \text{ кН} < 1100 \text{ кН}.$$

Находим несущую способность уплотненного грунта вокруг фундамента на горизонтальную нагрузку по формуле (10.47) при $\rho_h = 60 + 0,4 \cdot 500 = 60 + 200 = 260 \text{ кН}$ [см. формулу (10.42)]:

$$F_h = 0,8 \cdot 260 \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 352 \text{ кН} > 60 \text{ кН}.$$

10.1.5. Водозащитные мероприятия

При проектировании оснований, фундаментов и зданий на просадочных грунтах учитываются водозащитные мероприятия, которые, как правило, применяются на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности с целью: снижения вероятности замачивания грунтов в основании; исключения интенсивного замачивания грунтов на всю величину просадочной толщи и полного проявления возможной просадки грунта; контроля за состоянием сетей, несущих воду; возможности их осмотра и быстрого ремонта; своевременного исключения дальнейшего замачивания грунтов в основании и т. п.

В комплекс водозащитных мероприятий входят: компоновка генплана; планировка за-

страиваемой территории; устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов; качественная засыпка пазух котлованов и траншей; устройство вокруг зданий отмосток; прокладка внешних и внутренних коммуникаций, несущих воду, с исключением возможности утечки из них воды и обеспечением свободного их осмотра и ремонта; отвод аварийных вод за пределы зданий и в ливневосточную сеть и др.

Компоновка генеральных планов выполняется с максимальным сохранением естественных условий стока поверхностных вод. Здания и сооружения, предназначенные для технологических процессов, связанных с потреблением воды, должны располагаться, как правило, в пониженных частях рельефа застраиваемой площадки либо на участках с высоким расположением уровня грунтовых вод или наличием дренирующего слоя, подстилающего просадочную толщу грунтов.

Планировка застраиваемой площадки или участка строительства выполняется с использованием путей естественного стока атмосферных вод. Применение песчаных грунтов, строительного мусора и других дренирующих материалов для планировочных насыпей на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности не допускается. Застраиваемая площадка, расположенная на склоне, должна быть отгорожена от вод, стекающих со склонов, нагорной канавой, имеющей выпуск для сброса дождевых вод за пределы застраиваемой территории и уклон не менее 0,005.

В основаниях зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, относящихся ко II типу грунтовых условий по просадочности, с применением комплекса мероприятий, устанавливаются сплошные маловодопроницаемые экраны из уплотненного лессового грунта с уширением их в каждую сторону от наружных граней фундаментов. Прорезка траншеями для коммуникаций маловодопроницаемых экранов под зданиями на глубину более $\frac{1}{3}$ их толщины не допускается. При этом толщина экрана ниже дна траншеи должна быть не менее 1,5 м для зданий и сооружений, в которых будут проходить технологические процессы, связанные с потреблением воды, а также для зданий повышенной этажности и не менее 1 м для остальных зданий и сооружений.

Обратные засыпки котлованов у фундаментов и траншей для коммуникаций должны устраиваться из местных лёссовидных суглинков, глин, а при отсутствии их — из супесей. Грунт в обратные засыпки отсыпается с оп-

тимальной влажностью отдельными порциями и уплотняется до плотности в сухом состоянии не менее 1,55—1,65 т/м³.

Вокруг каждого здания должны быть устроены водонепроницаемые отмостки. Ширина их вокруг зданий и сооружений, возводимых на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности с применением комплекса мероприятий, должна быть не менее 1,5 м для зданий высотой до 18 м и не менее 2 м для зданий высотой более 18 м. На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности, а также при полном устранении просадочных свойств грунтов или при полной их прорезке на площадках со II типом грунтовых условий ширина отмосток принимается не менее 1 м. Отмостки по периметру зданий независимо от конструкций одежды должны иметь подготовку из местного уплотненного грунта слоем толщиной не менее 0,15 м и устраиваться с уклоном в поперечном направлении не менее 0,03. Отметка бровки отмостки должна превышать планировочную отметку не менее чем на 0,05 м.

Ввод водопровода и теплосетей в здание, а также выпуски канализации и водостоков следует прокладывать в каналах со съемными плитами перекрытия. Каналы целесообразно делать из одного железобетонного лотка и укладывать с уклоном не менее 0,02 в сторону от здания. Примыкание каналов к фундаментам здания должно быть герметичным и выполняться с учетом неравномерной просадки канала и фундамента. Длина канала от обреза фундамента здания принимается в зависимости от толщины слоя просадочных грунтов и диаметра трубопроводов согласно табл. 10.8.

ТАБЛИЦА 10.8. РЕКОМЕНДУЕМЫЕ ДЛИНЫ КАНАЛОВ-ВЫПУСКОВ

Диаметр труб, мм	Длина каналов, м, при толщине слоя просадочного грунта, м	
	<12	>12
<100	5	7,5
100—300	7,5	10
>300	10	15

Ввод водопровода и теплосетей, а также выпуски канализации и водостоков должны располагаться вне углов и мест сопряжения фундаментов. Минимальный разрыв между трубой и фундаментом параллельных ей сетей в свету рекомендуется принимать не менее 1 м. Для прокладки вводов и выводов коммуникаций в фундаментах или в стенках подвалов следует предусматривать отверстия или проемы. Расстояние от верха труб до верха отвер-

ствия или проема должно составлять $\frac{1}{4}$ расчетной просадки основания здания, но не менее 0,15 м; расстояние от низа трубы до подошвы фундаментов — не менее 0,5 м.

Полы в зданиях и сооружениях, запроектированных с применением комплекса мероприятий, устраиваются водонепроницаемыми. Грунт в основании полов выше маловодопроницаемого экрана уплотняется до плотности в сухом состоянии не ниже 1,6 т/м³. Для стока аварийных вод полы делаются с уклоном 0,005—0,01 к приямкам. В местах сопряжения полов со стенами прокладывают плитусы на высоту 0,1—0,2 м.

10.1.6. Мероприятия по обеспечению нормальной эксплуатации деформировавшихся зданий

Мероприятия по обеспечению прочности и нормальной эксплуатации деформировавшихся зданий заключаются:

- в исключении дальнейшего развития неравномерных просадок грунтов в основаниях;
- в восстановлении прочности деформировавшихся конструкций зданий и сооружений;
- в создании нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

Исключение дальнейшего развития неравномерных просадок грунтов в основаниях деформировавшихся зданий и сооружений достигается: устранением повышения влажности грунтов и тем самым их просадки; уплотнением просадочных грунтов под существующими зданиями и сооружениями путем замачивания с одновременным выправлением их кренов и перекосов; укреплением просадочных грунтов силикатизацией, обжигом; прорезкой буринъекционными, задавливаемыми или буронабивными сваями. Все эти меры разрабатываются на основе анализа возможности повышения влажности грунтов; подъема уровня грунтовых вод; условий эксплуатации зданий и сооружений; характера происшедших деформаций; прогноза увеличения просадок грунтов от нагрузки фундаментов и собственного веса и других факторов.

Возможность дальнейшего повышения влажности просадочных грунтов определяется характером технологического процесса, проходящего в зданиях. Исходя из опыта строительства на просадочных грунтах повышение влажности грунтов вплоть до полного их водонасыщения, несмотря на наличие водозащитных мероприятий, можно считать неизбежным в основаниях зданий и сооружений, где происходит технологический процесс, связанный с потреблением воды. Для жилых и большинства гражданских и промышленных зданий можно

исходить из того, что при наличии водозащитных мероприятий, рекомендуемых нормативными документами, повышение влажности грунтов в основаниях свыше влажности на границе раскатывания может быть практически исключено.

Просадки фундаментов зданий и грунта от его собственного веса вычисляются по оставшейся относительной просадочности, выявленной дополнительными изысканиями.

В случаях когда можно исключить дальнейшее замачивание грунтов и развитие их просадок, а также при дополнительных просадках фундаментов от их нагрузки и собственного веса грунта, не превышающих допустимые для зданий и сооружений, для ликвидации последующих просадок целесообразно применять усиленный комплекс водозащитных мероприятий с проведением систематического контроля за их состоянием и осадками фундаментов. В остальных случаях, как правило, должны применяться перечисленные выше методы уплотнения, закрепления или прорезки просадочных грунтов.

Уплотнение просадочных грунтов организованным замачиванием обычно применяется при необходимости одновременного выправления кренов, перекосов в конструкциях зданий и сооружений, отсутствии близко расположенных зданий, залегании ниже просадочной толщи подстилающих дренирующих грунтов и при других благоприятных факторах.

Закрепление просадочных грунтов силикатизацией и обжигом под существующими зданиями рекомендуется принимать при достаточно высоких коэффициентах фильтрации и газопроницаемости и при относительно низкой влажности, а прорезку просадочных грунтов буринъекционными, задавливаемыми, буронабивными сваями — при высокой влажности грунтов, наличии подстилающего слоя высокой несущей способности, наличии условий для выполнения работ по всей площади здания и т. п.

Мероприятия по восстановлению прочности конструкций деформировавшихся зданий включают: усиление имеющих трещины балок, колонн, плит, простенков и т. п.; заделку трещин в стенах цементным раствором; увеличение площадей опирания балок, плит и других конструкций путем подведения под них дополнительных опор; установку дополнительных элементов жесткости и т. п. Все эти мероприятия по восстановлению прочности зданий выполняются в соответствии с расчетом возможного дополнительного развития неравномерных просадок грунтов в основаниях.

Обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений достигается: заделкой

трещин в стенах; выравниванием горизонтальности полов; выполнением послеосадочного ремонта; выправлением лифтовых шахт или направляющих рельсов в вертикальное положение с учетом имеющихся запасов по ширине и длине.

Мероприятия по обеспечению прочности и нормальной эксплуатации деформировавшихся зданий и сооружений должны также содержать предложения по организации и проведению наблюдений за деформациями зданий и осадками фундаментов, включая рекомендации по размещению ственных марок и исходных неподвижных реперов, по конструкции и размещению маяков, по периодичности наблюдений и т. п. Кроме этого, при возможном подъеме подземных вод целесообразно устраивать несколько наблюдательных скважин для периодического замера уровня подземных вод.

10.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА НАБУХАЮЩИХ ГРУНТАХ

10.2.1. Общие положения

К набухающим относятся глинистые грунты, которые, находясь в напряженном состоянии от действия нагрузки или от собственного веса, способны при замачивании водой или растворами увеличиваться в объеме, при этом величина относительно набухания в случае свободного набухания образца без приложения внешней нагрузки $e_{sw}^0 \geq 0,04$ [7].

Набухающие грунты характеризуются большим содержанием глинистых частиц и высокими значениями влажности на границе текучести и числа пластичности; при этом природная влажность их менее влажности на границе раскатывания. Для предварительной оценки набухающих грунтов используется показатель $P = (e_L - e) / (1 + e)$, который для этих грунтов составляет более 0,3.

Набухающие грунты классифицируются следующим образом: слабонабухающие $0,04 \leq e_{sw}^0 < 0,08$; средненабухающие $0,08 < e_{sw}^0 \leq 0,12$; сильнонабухающие $e_{sw}^0 > 0,12$.

При уменьшении влажности набухающих грунтов возникают деформации усадки, имеющие объемный характер. Увеличение влажности набухающих грунтов в основании фундаментов приводит к подъему последних, а уменьшение — к их осадке, что должно учитываться при проектировании сооружений. Кроме того, возможны горизонтальные деформации грунта, вызывающие возникновение горизонтального давления набухания, которое

следует учитывать при проектировании заглубленных частей или всего сооружения.

Причинами набухания грунта в основании являются: увлажнение грунта подземными и производственными водами; повышение влажности за счет подъема уровня грунтовых вод; накопление влаги под сооружениями в ограниченной по глубине зоне вследствие нарушений природных условий испарения при застройке (экранирование массива грунта сооружениями); изменение водно-теплового режима под действием сезонных климатических факторов.

Усадка грунта вызывается в основном уменьшением влажности под действием температуры от технологических установок или климатических факторов.

10.2.2. Исходные данные для проектирования

Проектирование оснований на набухающих грунтах производится на основе инженерно-геологических изысканий, которые должны отражать:

характер напластования и толщину слоя набухающих грунтов;

расчетные характеристики набухания и усадки, полученные по данным лабораторных испытаний и полевых работ на площадке, включая данные испытания свай;

гидрогеологические условия площадки с учетом возможных изменений в процессе эксплуатации сооружения.

Расчетными характеристиками набухания и усадки грунта являются [2, 4] следующие.

1. Относительное набухание, определяемое по формуле

$$e_{sw} = (h_{sat} - h_n) / h_n, \quad (10.57)$$

где h_{sat} — высота образца после его набухания (в случаях невозможности бокового расширения) за счет замачивания грунта до полного водонасыщения; h_n — исходная высота образца до его замачивания.

Набухание может быть свободным, когда замачивание грунта производится без приложения внешней нагрузки, e_{sw}^0 и под нагрузкой e_{sw} . Относительное набухание грунта под нагрузкой определяется на образцах, вырезаемых из одного монолита, при ступенях нагрузки 0,025; 0,05; 0,1 МПа и далее с интервалом в 0,1—0,2 МПа до необходимых пределов. Кроме того, испытывается образец под давлением, вызванным весом штампа и измерительного оборудования. На каждой ступени нагрузки испытывается не менее четырех образцов. Результаты испытаний обрабатывают методом наименьших квадратов и строят осредненную зависимость $e_{sw} = f(p)$ (рис. 10.7, а). При определении этой зависимости по данным испы-

таний штампами в полевых условиях допускается использование единичных значений относительного набухания, полученных при различных давлениях.

2. Давление набухания p_{sw} , возникающее при замачивании грунта и характеризующееся давлением, передаваемым на образец в усло-

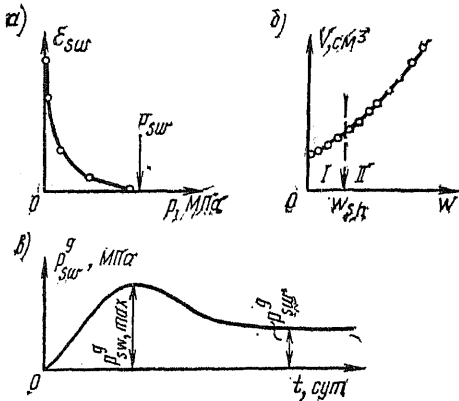


Рис. 10.7. Зависимости относительного набухания от давления (а), изменения объема от влажности (б), горизонтального давления набухания во времени (в)

виях, исключающих возможность бокового расширения, когда деформации набухания равны нулю. Давление набухания принимается на основе кривой $\epsilon_{sw} = f(p)$ и соответствует точке пересечения этой кривой с осью давления (см. рис. 10.7, а).

3. Влажность набухания, за которую принимается влажность грунта после завершения его набухания в условиях, исключающих возможность бокового расширения, при отсутствии нагрузки w_{sw}^0 или при обжатии заданным давлением w_{sw} .

4. Усадка грунта, определяемая по высоте, диаметру и объему по формулам:

$$\epsilon_{sh} = (h_n - h_d)/h_n; \quad (10.58)$$

$$\epsilon_d = (d_n - d_d)/d_n; \quad (10.59)$$

$$\epsilon_v = (V_n - V_d)/V_n, \quad (10.60)$$

где h_n, d_n, V_n и h_d, d_d, V_d — начальные и конечные значения высоты, диаметра и объема образца грунта.

Влажность на пределе усадки грунта соответствует влажности грунта в точке перегиба кривой графика зависимости изменения объема образца грунта от влажности при высушении грунта (рис. 10.7, б).

5. Горизонтальное давление набухания [6] характеризуется максимальным $p_{sw,max}^g$ установившимся p_{sw}^g значением (рис. 10.7, в). Расчетное значение $p_{sw,r}^g$ определяется по формуле

$$p_{sw,r}^g = \gamma_c' k_h p_{sw,max}^g, \quad (10.61)$$

где γ_c' — коэффициент условий работы, равный 0,85; k_h — коэффициент, зависящий от интенсивности набухания:

Интенсивность набухания, %/сут . . .	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
k_h	1,4	0,25	1,12	1,05	1,02	1,01	1

Интенсивность набухания

$$i = \epsilon_{sw,max}/t, \quad (10.62)$$

где $\epsilon_{sw,max}$ — относительное набухание грунта, соответствующее максимальному значению горизонтального давления, %; t — период достижения максимального значения горизонтального давления, сут.

Прибор, рекомендуемый для определения горизонтального давления, показан на рис. 10.8.

Расчетной характеристикой основания является зона набухания глубиной H_{sw} , нижняя граница которой принимается:

а) при инфильтрации атмосферных и производственных вод — на глубине, где суммарное давление на слой грунта $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания грунта p_{sw} ;

б) при наличии подземных вод — на 3 м выше установившегося уровня подземных вод, но не ниже установленного по п. «а»;

в) при экранировании поверхности и изменении водно-теплого режима — на глубине, установленной по экспериментальным данным для данного климатического района; при отсутствии таких данных — на глубине 5 м от уровня планировки.

10.2.3 Проектирование оснований и фундаментов

Расчет оснований сооружений на набухающих грунтах производится по деформациям, как на обычных грунтах, а при необходимости — и по несущей способности. По характеристикам грунта в природном состоянии определяется расчетное сопротивление основания R , по которому назначаются размеры фундаментов. При этом рекомендуется в расчете принимать повышение значения R в 1,2 раза, если осадка фундамента не будет превышать 0,4 допустимой для данного здания и сооружения. Кроме того, следует определять дополнительные деформации (подъемы или осадки фундаментов), возникающие в результате набухания или усадки грунта в основании сооружений.

Подъем основания фундаментов при набухании грунта в случае его замачивания определяется по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (10.63)$$

где $\epsilon_{sw,i}$ — относительное набухание i -го слоя, определяемое в зависимости от причин набухания; h_i — толщина рассматриваемого слоя грунта; $k_{sw,i}$ — ко-

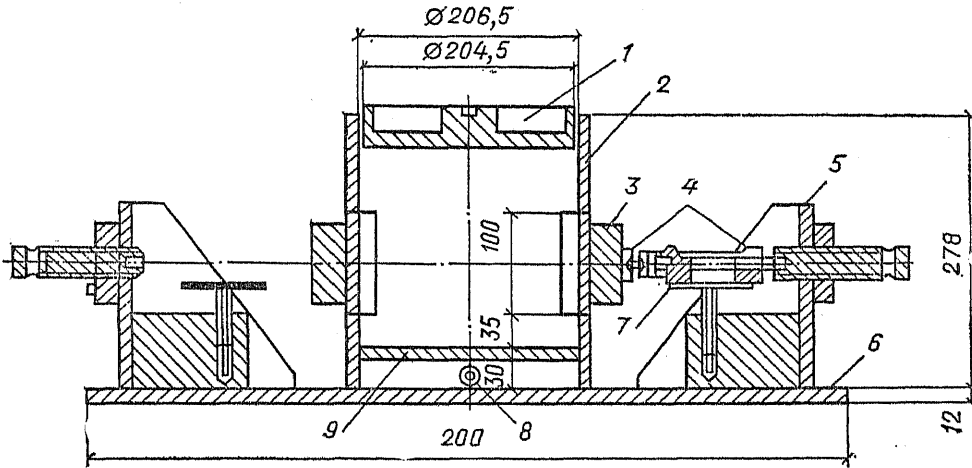


Рис. 10.8. Прибор для определения горизонтального давления при набухании

1 — штамп; 2 — стакан; 3 — боковые штампы; 4 — динамометр сжатия; 5 — упорная система динамометра; 6 — плита; 7 — винтовая площадка; 8 — трубка для замачивания; 9 — дно стакана

эффицент, принимаемый: $k_{ws} = 0,8$ при суммарном давлении $\sigma_{z,tot} = 0,05$ МПа; $k_{sw} = 0,6$ при $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа; $k_{sw} = 0,84 - 0,08\sigma_{z,tot}/\sigma_0$ (где $\sigma_0 = 0,1$ МПа) при промежуточных значениях $\sigma_{z,tot}$

Относительное набухание грунта e_{sw} определяется по следующим формулам:

при инфильтрации и подъеме уровня подземных вод

$$e_{sw} = (h_{sat} - h_n)/h_n, \quad (10.64)$$

где h_n — высота образца заданной влажности и плотности, обжатого без возможности бокового расширения суммарным давлением; h_{sat} — высота того же образца после замачивания, обжатого в тех же условиях;

при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима

$$e_{sw} = k(w_{eq} - w_0)/(1 + e_0), \quad (10.65)$$

где k — коэффициент, определяемый опытным путем, а при отсутствии экспериментальных данных принимаемый равным 2; w_{eq} — конечная влажность грунта; w_0 — начальная влажность грунта; e_0 — начальное значение коэффициента пористости грунта.

Значение w_{eq} слоя i при экранировании определяется по результатам экспериментальных исследований зависимости влажности набухания w_{sw} от давления, вычисляемого по выражению

$$p_i = \gamma_w(z - z_i + 2\sigma_{z,tot})/\gamma_s, \quad (10.66)$$

где γ_w — удельный вес воды, кН/м³; z — расстояние от поверхности планировки до уровня подземных вод, см; z_i — глубина расположения середины рассматриваемого i -го слоя, м; $\sigma_{z,tot}$ — суммарное давление в середине рассматриваемого слоя, МПа; γ_s — удельный вес минеральных частиц грунта, кН/м³.

При изменении водно-теплового режима влажность w_{eq} принимается в период максимального увлажнения грунта основания, а

влажность w_0 — в период наибольшего высыхания грунта; коэффициент пористости e_0 принимается для влажности грунта в период наибольшего его высыхания. Профиль влажности грунта при максимальном увлажнении

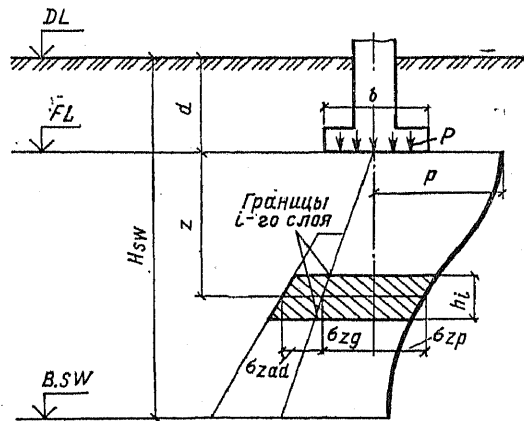


Рис. 10.9. К расчету подъема фундамента при набухании грунта

и высыхания устанавливается опытным путем.

Суммарные давления $\sigma_{z,tot}$ в середине i -го рассматриваемого слоя (рис. 10.9) грунта в основании сооружения определяются по формуле

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g} + \sigma_{z,ad}, \quad (10.67)$$

где $\sigma_{z,p}$ — давление от нагрузки фундамента в середине рассматриваемого слоя, МПа; $\sigma_{z,g}$ — давление от собственного веса толщи грунта от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя, МПа; $\sigma_{z,ad}$ — дополнительное давление, МПа, действующее в середине рассматриваемого слоя и возникающее вследствие влияния веса неувлажненной части массива, расположенной вне пределов площади замачивания:

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (10.68)$$

где k_g — коэффициент, принимаемый по табл. 10.9 в зависимости от отношения длины L_w замачиваемой

площади к ее ширине B_w и относительной глубины расположения середины рассматриваемого слоя; γ — удельный вес набухающего грунта, кН/м³; z — расстояние от подошвы фундамента до середины рассматриваемого слоя, см; d — глубина заложения подошвы фундамента от отметки планировки, см.

ТАБЛИЦА 10.9. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

$\frac{z+d}{B_w}$	k_g				
	k_g при отношении L_w/B_w				
	1	2	3	4	5
0,5	0	0	0	0	0
1	0,58	0,5	0,43	0,36	0,29
2	0,81	0,7	0,61	0,5	0,4
3	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5	1,07	0,94	0,82	0,69	0,57

Пример 10.4. Рассчитать подъем фундамента размером 1×1 м под колонну здания размером в плане 12×24 м. Давление по подошве квадратного фундамента 0,2 МПа, глубина его заложения $d=1$ м. Основанием фундамента служат набухающие глины, залегающие слоем толщиной 10 м от поверхности и подстилаемые пылеватыми песками. Плотность глин 2 т/м³, давление набухания по лабораторным испытаниям $p_{sw}=0,29$ МПа. В процессе эксплуатации возможно увлажнение грунта водой в пределах всего здания; отношение сторон замачиваемой площади $m) B_w=24/12=2$.

Решение. Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на 10 слоев толщиной 1 м и определяем суммарное давление, действующее в середине каждого слоя при набухании грунта. Для первого слоя, примыкающего к подошве фундамента, найдем значение коэффициента k_g : середина этого слоя расположена на глубине $z+d=0,5+1=1,5$ м; тогда при $(z+d)/B_w=1,5/12=0,12$ значение $k_g=0$. Для этого слоя давление от фундамента $\sigma_{z,p}=pa=2 \cdot 0,7=0,14$ МПа, а $p_{z,g}=yz=2 \cdot 0,5=0,1$ МПа.

В табл. 10.10 приведены величины, используемые при определении $\sigma_{z,tot}$, а также коэффициент k_{sw} , необходимый для каждого слоя грунта.

На глубине 9,5 м от подошвы фундамента суммарное давление больше давления набухания грунта, поэтому толщину зоны набухания принимаем равной 10 м от подошвы фундамента.

Для определения зависимости $\varepsilon_{sw}=f(p)$ были испытаны в компрессионных приборах шесть образцов. Эти образцы замачивались под нагрузкой 0,007 (вес штампа прибора); 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 МПа.

Значения относительного набухания для характерных давлений следующие:

p , МПа . . . 0,07 0,08 0,096 0,11 0,15 0,18 0,226 0,27
 ε_{sw} , % . . . 3,2 3 2,4 2 1,8 1,7 1,3 1

Подъем фундамента определяем по формуле

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{swi} h_i k_{swi} = 100 (1,8 \cdot 0,72 + 3,2 \cdot 0,82 + 3,3 \cdot 0,80 + 3 \cdot 0,79 + 2,4 \cdot 0,78 + 2 \cdot 0,75 + 1,81 \cdot 0,72 + 1,7 \cdot 0,69 + 1,3 \cdot 0,66 + 1 \cdot 0,62) \cdot 0,01 = 16 \text{ см,}$$

ТАБЛИЦА 10.10. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ $\sigma_{z,tot}$

Средняя глубина рассматриваемого слоя z , м	$\frac{z+d}{B_w}$	k_g	$\sigma_{z,p}$, МПа	γ_z , МПа	$\sigma_{z,ad}$, МПа	$\sigma_{z,tot}$, МПа	k_{sw}
0,5	0,12	0	0,14	0,01	—	1,5	0,72
1,5	0,21	0	0,036	0,03	—	0,66	0,82
2,5	0,29	0	0,014	0,05	—	0,64	0,8
3,5	0,37	0	0,007	0,07	—	0,77	0,79
4,5	0,46	0	0,005	0,09	—	0,95	0,78
5,5	0,54	0,04	0,003	0,11	0,005	1,18	0,75
6,5	0,63	0,13	0,001	0,13	0,02	1,51	0,72
7,5	0,71	0,21	—	0,15	0,036	1,86	0,69
8,5	0,79	0,29	—	0,17	0,055	2,25	0,66
9,5	0,88	0,38	—	0,19	0,08	2,7	0,62

где 0,01 — коэффициент, учитывающий переход значений ε_{sw} в % к значениям в долях единицы.

Пример 10.5. Рассчитать подъем ленточного фундамента под внутреннюю несущую стену здания при экранировании поверхности набухающего грунта. Здание имеет размер в плане 12×24 м. Ширина подошвы ленточного фундамента 1,5 м, давление по подошве 0,15 МПа, глубина заложения $d=1,5$ м. Основанием служат хвалыньские набухающие глины, залегающие слоем толщиной 4 м и подстилаемые пылеватыми песками. Покровные отложения представлены суглинками плотностью 1,6 г/см³. Плотность хвалыньских набухающих глин 1,8 г/см³, плотность частиц 2,77 г/см³, а коэффициент пористости 0,83. Уровень подземных вод находится на глубине $z=10$ м от подошвы ленточного фундамента. За счет экранирования поверхности увеличение влажности грунта возможно в пределах всего здания, и поэтому отношение $L_w/B_w=24/12=2$, а значение коэффициента k_g в пределах зоны увеличения влажности ($0 \leq z \leq 4$ м) в соответствии с табл. 10.9 равно нулю, так как при $z=4$ м отношение $(z+d)/B_w=(4+1,5)/12=0,5$.

Решение. Разбиваем основание ниже подошвы фундамента на слои толщиной 0,5 м и определяем суммарное давление, действующее в середине каждого слоя при набухании грунта за счет экранирования поверхности.

Для определения значений равновесной влажности слоя w_{eq} для заданных значений уровня грунтовых вод и суммарного давления необходимо располагать зависимостью $w_{sw}=f(p)$. Для хвалыньских глин эта зависимость по экспериментальным данным аппроксимируется в виде:

$$\lg \frac{p_i}{\gamma_w} = 6,54 + 3,04 \lg (0,4 - w) \text{ при } 0,34 \leq w < 0,4;$$

$$\lg \frac{p_i}{\gamma_w} = 1,8 + 16,81 (0,4 - w) \text{ при } w < 0,34.$$

Для удобства эти зависимости следует представить графически в координатах $(\lg \frac{p_i}{\gamma_w}, w)$.

В табл. 10.11 приведены величины, используемые при определении h_{sw} . Величину подъема ленточного фундамента определяем по формуле (10.63), в которой значения ε_{sw} принимаются по формуле (10.65). Тогда для приведенных в табл. 10.11 значений w_{eq} , w_0 , k_{sw} , найденных для восьми слоев грунта общей мощностью $H=4$ м, и при постоянных значениях коэффициента пористости $e_0=0,83$ и $h_i=0,50$ м получим:

$$h_{sw} = \sum_d^H \frac{2(w_{eq} - w_0)}{1 + e_0} h_i k_{swi} = \frac{2}{1 + 0,83} 50 (0,103 \cdot 0,69 + 0,033 \cdot 0,70 + 0,024 \cdot 0,72 + 0,027 \cdot 0,73 + 0,006 \cdot 0,74 + 0,017 \cdot 0,74 + 0,0125 \cdot 0,75 + 0,0105 \cdot 0,75) = 9 \text{ см.}$$

ТАБЛИЦА 10.11. ВЕЛИЧИНЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ h_{sw}

Средняя глубина рассматриваемого слоя z , м	$\sigma_{z.g}$, МПа	$\sigma_{z.p}$, МПа	$\sigma_{z.tot}$, МПа	$\frac{2\sigma_{z.tot}}{\gamma}$	$\frac{z + 2\sigma_{z.tot}}{\gamma}$	$\frac{p_i}{\gamma_w}$	$Ig \frac{\rho_i}{\gamma_w}$	w_{eq}	w_0	Δw	k_{sw}
0,25	0,0285	0,1241	0,1526	1102	2102	2077	3,32	0,309	0,206	0,103	0,6
0,75	0,0375	0,1031	0,1406	1015	2015	1940	3,29	0,311	0,278	0,033	0,79
1,25	0,0465	0,0781	0,1246	900	1900	1775	3,25	0,314	0,29	0,024	0,72
1,75	0,0555	0,0624	0,1179	851	1851	1675	3,22	0,315	0,288	0,027	0,73
2,25	0,0645	0,05	0,1145	827	1827	1602	3,21	0,316	0,31	0,006	0,74
2,75	0,0735	0,0416	0,1151	831	1831	1556	3,19	0,317	0,3	0,017	0,74
3,25	0,0825	0,0362	0,1187	857	1857	1532	3,18	0,3175	0,305	0,0125	0,75
3,75	0,0915	0,0312	0,1227	886	1886	1511	3,18	0,3175	0,307	0,0105	0,75

Пример 10.6. Рассчитать подъем поверхности при сезонных изменениях влажности набухающего грунта. Амплитуда сезонных перемещений поверхности набухающего грунта вследствие сезонного изменения его влажности с w_{max} до w_{min} может определяться по формуле (10.63), в которой относительное набухание принимается по формуле

$$e_{sw} = 2\Delta w_s / (1 + e_0),$$

где Δw_s — средние значения изменения влажности, вычисляемые по $\Delta w = w_{max} - w_{min}$ двух соседних слоев.

Средние значения изменения влажности до глубины $H=3$ м от периода максимального увлажнения w_{max} до периода подсыхания w_{min} приведены для шести слоев грунта в табл. 10.12.

ТАБЛИЦА 10.12. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ Δw_s

Средняя глубина рассматриваемого слоя z , м	w_{max}	w_{min}	Δw	Δw_s
0,25	0,245	0,204	+0,141	+0,116
0,75	0,302	0,211	+0,091	+0,051
1,25	0,236	0,225	+0,011	+0,0055
1,75	0,21	0,201	-0,021	-0,0105
2,25	0,261	0,282	-0,001	-0,011
2,75	0,272	0,273		

Решение. Поскольку $\sigma_{z.tot} < 0,05$ МПа, то $k_{sw} = 0,8$ для всех слоев. Толщина слоев $h_i = 0,5$ м. Коэффициент пористости $e_0 = 0,83$. Тогда

$$h_{sw} = \sum_d^H \frac{2\Delta w_s}{1 + e_0} h_i k_{sw} = \frac{2}{1,83} 0,8 \cdot 50 (0,116 + 0,051 + 0,0055 - 0,0105 - 0,011) = 3,4 \text{ см.}$$

Усадка основания в результате высыхания набухшего грунта определяется по формуле

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n e_{sh} h_i k_{sh}, \quad (10.69)$$

где e_{sh} — относительная линейная усадка i -го слоя при действии давления, равного сумме природного и дополнительного давлений от фундамента в середине рассматриваемого слоя при изменении влажности грунта в слое от наибольшего возможного значения до наименьшего; h_i — толщина рассматриваемого слоя; k_{sh} — коэффициент, принимаемый равным 1,3; n — число слоев, на которые разделена зона усадки грунта.

Нижняя граница зоны усадки H_{sh} определяется экспериментальным путем, а при отсут-

ствии опытных данных принимается равной 5 м. При высыхании грунта в результате теплового воздействия технологических установок нижняя граница зоны усадки H_{sh} определяется опытным путем или соответствующим расчетом.

Допускается принимать e_{sh} , определяемое без нагрузки, при этом $k_{sh} = 1,2$.

Пример 10.7. Рассчитать осадку фундамента за счет усадки грунта под действием климатических факторов. Фундамент имеет размер 1×1 м и глубину заложения 2 м. Давление по подошве фундамента $p = 0,2$ МПа. Основанием служат глины, залегающие слоем толщиной 8 м от поверхности. Плотность грунта равна 2 т/м^3 . Нижняя граница зоны усадки расположена на глубине 5 м.

Решение. Разбиваем массив грунта ниже подошвы фундамента на три слоя толщиной 1 м. В середине первого слоя давление от фундамента $\sigma_{z.p} = p u = 2 \cdot 0,07 = 0,14$ МПа.

Давление от собственного веса грунта составляет 0,01 МПа. Общее давление в середине первого слоя равно 0,15 МПа, во втором слое — 0,066 МПа, а в третьем — 0,064 МПа. Относительная усадка при этих давлениях соответственно 0,04; 0,02; 0,015. Тогда $s_{sh} = 100 \cdot 1,3 (0,04 + 0,02 + 0,015) = 9,8$ см.

Если определенная расчетом деформация основания окажется больше допустимой для проектируемых зданий и сооружений, то должны предусматриваться мероприятия:

уменьшающие возможную величину деформаций основания;

водозащитные, предохраняющие грунты основания от замачивания или ограничивающие степень замачивания;

конструктивные, приспособляющие здания или сооружения к восприятию деформаций.

Предельные максимальные и средние подъемы фундаментов, вызываемые набуханием грунта, принимаются равными 0,25 предельных максимальных и средних осадок для данного сооружения. Расчет оснований на набухающих грунтах по деформациям при усадке производится исходя из условия

$$s + s_{sh} \leq s_u, \quad (10.70)$$

где s — совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом как для обычных набухающих грунтов в соответствии с их деформационными характеристиками, полученными при природной влажности; s_{sh} — деформация основания, вызванная усадкой грунта; s_u — предельно допустимая совместная деформация основания и сооружения.

К мероприятиям, направленным на снижение или полное исключение возможных деформаций, вызываемых набуханием (усадкой) грунта, относятся:

устранение свойств набухания грунта основания в пределах всей или части толщи путем предварительного замачивания;

применение компенсирующих песчаных подушек;

полная или частичная замена слоя набухающего грунта другим не набухающим грунтом;

прорезка фундаментами (полная или частичная) слоя набухающего грунта.

При предварительном замачивании скважины располагают в шахматном порядке, а их глубину принимают на 0,5 м меньше расчетной глубины замачивания. Поверхностные марки устанавливают в плане на расстоянии 5 м одна от другой и нивелируют в процессе замачивания через 7—10 дней. После замачивания верхний слой грунта снимают и устраивают грунтовую подушку толщиной 0,3—1 м. Расчет оснований из набухающих грунтов производится в этом случае по характеристикам замоченного грунта.

ТАБЛИЦА 10.13. РАЗМЕРЫ ПЕСЧАНОЙ ПОДУШКИ

Ширина фундамента b , м	Ширина подушки b_p , м	Высота подушки h_p , м
$0,5 < b < 0,7$	$2,4 b$	$1,2 b$
$0,7 < b < 1$	$2 b$	$1,15 b$
$1 < b < 1,5$	$1,8 b$	$1,1 b$

Компенсирующие подушки (табл. 10.13) устраивают на кровле или в пределах слоя набухающего грунта (рис. 10.10) только при ленточных фундаментах шириной не более 1,5 м, давление по подошве которых составляет не менее 0,1 МПа. Подушки устраивают из лобых, кроме пылеватых, песков плотностью в сухом состоянии не менее 1,55 т/м³.

При небольших вертикальных нагрузках целесообразно применять фундаменты на естественном основании с анкерами, заглубленными в набухающие грунты или полностью их прорезающими. Свайные фундаменты применя-

ются из забивных или набивных свай. Наиболее рациональным является устройство свай с уширением в пределах слоя набухающих грунтов. Высота подъема забивных свай при забивке их в лидирующие скважины, набив-

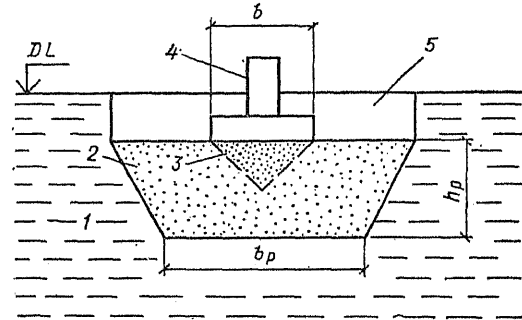


Рис. 10.10. Компенсирующая песчаная подушка
1 — набухающий грунт; 2 — подушка; 3 — уплотненное ядро; 4 — фундамент; 5 — обратная засыпка

ных свай и свай-оболочек определяется по формуле

$$h_{sw.p} = (h'_{sw} - h''_{sw}) \Omega + h''_{sw} - 0,0001 \omega N / u, \quad (10.71)$$

где h'_{sw} — подъем поверхности набухающего грунта, м; h''_{sw} — подъем слоев грунта на уровне заложения нижнего конца сваи (при прорезке набухающего слоя грунта $h''_{sw} = 0$), м; Ω и ω — коэффициенты, первый из которых зависит от показателя α , принимаемого равным 0,31 м⁻¹ для сарматских глин, 0,36 м⁻¹ для аральских и 0,42 м⁻¹ для хвалынских (табл. 10.14); u — периметр сваи, м; N — расчетная нагрузка на сваю, определенная с учетом коэффициента перегрузки $\gamma = 1$ кН.

ТАБЛИЦА 10.14. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ Ω И ω

Глубина погружения сваи, м	Ω , м ⁻² , при α , м ⁻¹					Коэффициент ω , м ² /кН
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	
3	0,72	0,62	0,53	0,46	0,4	—
4	0,64	0,53	0,44	0,36	0,31	15
5	0,59	0,46	0,36	0,29	0,24	11
6	0,53	0,4	0,31	0,24	0,19	7
7	0,48	0,35	0,26	0,2	0,15	5
8	0,44	0,31	0,22	0,17	0,13	4
9	0,4	0,27	0,19	0,14	0,11	3
10	0,37	0,24	0,17	0,12	0,09	2,5
11	0,34	0,21	0,15	0,1	0,08	2
12	0,31	0,19	0,13	0,09	0,07	1,5

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев Ю. М., Абелев М. Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных грунтах. — М.: Стройиздат, 1979. — 272 с.
2. ГОСТ 24143-80. Грунты. Методы лабораторного определения характеристики набухания и усадки. — М.: Изд. стандартов, 1980.
3. Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. — Киев: Будівельник, 1982. — 224 с.
4. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1977. — 375 с.

5. Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. — М.: Стройиздат, 1977. — 240 с.
6. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. — М.: Стройиздат, 1974. — 225 с.
7. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.
8. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты. СНиП 3.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1983.

Глава 11. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ НА СИЛЬНОСЖИМАЕМЫХ И НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ

11.1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ НА СИЛЬНОСЖИМАЕМЫХ ГРУНТАХ

11.1.1. Общие положения

К сильносжимаемым грунтам относятся водонасыщенные супеси ($e > 0,7$), суглинки ($e > 1,0$), глины ($e > 1,1$), илы (морские и пресноводные), ленточные глины (тонкослойные), водонасыщенные лёссовые грунты, заторфованные грунты, торфы (открытые и погребенные), сапропели (органические илы), рыхлые пески, водонасыщенные пылеватые намывные грунты. Характерными признаками большинства этих грунтов являются: высокая степень влажности $S_r \geq 0,80$ и большая сжимаемость $E \leq 5$ МПа в интервале давлений, свойственных для фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений. Кроме того, для них характерны медленное протекание осадков во

**ТАБЛИЦА 11.1. КЛАССИФИКАЦИЯ
ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТОВ ПО
ОТНОСИТЕЛЬНОМУ СОДЕРЖАНИЮ
ОРГАНИЧЕСКОГО ВЕЩЕСТВА**

Грунты	Относительное содержание органического вещества I_{om}
Слабозаторфованный . . .	$0,1 < I_{om} \leq 0,25$
Среднезаторфованный . . .	$0,25 < I_{om} \leq 0,4$
Сильнозаторфованный . . .	$0,4 < I_{om} \leq 0,5$

времени, изменчивость и анизотропия прочностных, деформационных, фильтрационных и реологических характеристик. Большинство перечисленных сильносжимаемых грунтов обладает значительной тиксоотропностью, вызывающей временное разжижение их в период динамического воздействия. Заторфованные песчаные и глинистые грунты подразделяются по относительному содержанию органического вещества (степени заторфованности) I_{om} (табл. 11.1), а торфы — по степеням разложения D_{pd} (табл. 11.2) и зольности D_c (табл. 11.3).

При содержании органического вещества более 50 % грунты относятся к торфам.

**ТАБЛИЦА 11.2. КЛАССИФИКАЦИЯ ТОРФОВ
ПО СТЕПЕНИ РАЗЛОЖЕНИЯ**

Торфы	Степень разложения, %
Слаборазложившиеся . . .	$D_{pd} < 20$
Среднезразложившиеся . . .	$20 \leq D_{pd} < 45$
Сильноразложившиеся . . .	$D_{pd} > 45$

**ТАБЛИЦА 11.3. КЛАССИФИКАЦИЯ ТОРФОВ
ПО СТЕПЕНИ ЗОЛЬНОСТИ**

Торфы	Степень зольности, %
Нормальнозольные	$D_c < 20$
Высокозольные	$D_c > 20$

**ТАБЛИЦА 11.4. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ
СВОЙСТВА ИЛОВ**

Ил	Коэффициент пористости e	Модуль деформации E , МПа
Супесчаный	0,8 1,2	0,50 0,35
Суглинистый	0,9 1,6	0,19 0,12
Глинистый	1,2 2,0	0,16 0,08

**ТАБЛИЦА 11.5. ХАРАКТЕРИСТИКА
ТОНКОСЛОИСТЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ГЛИН**

Параметр	Численное значение
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	2,5—2,6
Плотность грунта в сухом состоянии ρ_d , г/см ³	1,7—1,8
Влажность w	0,4—0,5
Коэффициент пористости e	1,0—1,5
Угол внутреннего трения ϕ , град	16—18
Удельное сцепление c , МПа	0,01—0,03
Модуль деформации E , МПа	5—13

Для предварительных расчетов и оценки возможности использования сильносжимаемого грунта в качестве основания используются характеристики, приведенные в табл. 11.4—11.9.

11.1.2. Проектирование предпостроечного уплотнения оснований, сложенных водонасыщенными сильносжимаемыми грунтами

В большинстве случаев такие грунты не могут использоваться в качестве основания без предварительного повышения их прочностных и деформационных свойств. Эффективным мероприятием является уплотнение их фильтрующей пригрузкой с применением в ряде случаев вертикальных песчаных или заводских дрен (бумажных, комбинированных и т. п.) (рис. 11.1). Предпостроечное уплотнение оснований особенно рационально при возведении сооружений, имеющих развитую пло-

ТАБЛИЦА 11.6. ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ С ПРИМЕСЬЮ РАСТИТЕЛЬНЫХ ОСТАТКОВ И ЗАТОРФОВАННЫХ ГРУНТОВ

Показатель текучести I_L	Характеристика грунтов	Нормативные значения характеристик грунтов с $I_{от}$							
		0,05—0,1				0,1—0,25			
		при коэффициенте пористости e							
		0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35
$0 < I_L < 0,25$	E , МПа	135	12	11	10	8,5	8	7	5,5
	φ , град	21	21	20	16	15	—	—	—
	c , МПа	0,029	0,033	0,037	0,045	0,048	—	—	—
$0,25 < I_L < 0,5$	E , МПа	11	10	8,5	7,5	7	6	5,5	5
	φ , град	21	21	20	17	17	16	15	13
	c , МПа	0,021	0,022	0,024	0,031	0,033	0,036	0,039	0,042
$0,5 < I_L < 0,75$	E , МПа	8,5	7	6,5	5,5	5	5	4,5	4
	φ , град	21	21	21	18	18	17	16	15
	c , МПа	0,018	0,019	0,019	0,021	0,023	0,024	0,026	0,028
$0,75 < I_L < 1$	E , МПа	6	5	4,5	4,2	3	3	3	—
	φ , град	—	—	—	18	18	18	17	—
	c , МПа	—	—	—	0,015	0,016	0,017	0,018	—

ТАБЛИЦА 11.7. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК САПРОПЕЛЕЙ (ПО ДАННЫМ И. Е. ЕВГЕНЬЕВА, В. Е. СЕСЬКОВА, В. Н. ЯРОМКО)

Грунты	Вид сапропелей	Разновидность	Содержание веществ, %		Влажность w	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Коэффициент пористости e	Модуль деформации E , МПа (при $p=0,05$, МПа)	Сопротивление вращательному сдвигу τ , кПа (при $\gamma=0$)
			органических $I_{от}$	карбонатных CaCO_3					
Неуплотненные в природном залегании (озерные под слоем воды)	Минеральные	Известковистые	10—30	>30	2—4,5	2,3—2,0	5—9	0,5—0,25	6—4
		Кремнеземистые	10—30	<30	1,5—3	2,5—2	9—12	0,6—0,3	5—4
	Среднеминеральные	Известковистые	30—50	>30	4,5—6	2,0—1,8	9—12	0,25—0,1	3—2
		Кремнеземистые	30—50	<30	3—6	2,0—1,8	9—12	0,3—0,15	4—3
	Слабоминеральные	Детритовые	>50	<30	6—20	1,8—1,4	12—25	0,1—0,03	3
То же (болотные под слоем торфа)	Минеральные	Известковистые	10—30	>30	1,5—3	2,3—2,0	4—9	0,6—0,4	18—12
		Кремнеземистые	10—30	<30	1,2—3,7	2,5—2,3	9—12	0,8—0,5	13—10
	Среднеминеральные	Известковистые	30—50	>30	3—6	2—1,8	9—12	0,4—0,25	12—8
		Кремнеземистые	30—50	<30	3,7—6	2,3—1,8	8—12	0,5—0,3	13—7
	Слабоминеральные	Торфосапропели	>80	<10	9—12	1,6—1,4	16—20	0,25—0,1	13—12
		Детритовые	50—80	<30	6—9	1,8—1,6	12—16	0,25—0,1	13—20
Уплотненные в природном залегании (озерно-болотные под слоем минеральных наносов)	Минеральные	Известковистые	10—30	30	0,8—1,82	2,3—2	1,7—3,7	1,2—0,7	25—15
		Кремнеземистые	10—30	30	0,5—1,5	2,5—2	1,4—3	2—1	30—20
	Среднеминеральные	Известковистые	30—50	>30	1,8—2,5	2—1,8	3,7—5	0,7—0,4	20—10
		Кремнеземистые	30—50	<30	1,5—2	1,5—1,8	3—4	1—0,4	20—10
	Слабоминеральные	Детритовые	>50	<30	1,5—3	1,8—1,4	4—6	0,5—0,3	20—0

щадь опирания на грунт (резервуары, сооружения на сплошной плите и т. п.), может быть рекомендовано в случаях, когда толщина слоев водонасыщенных сильносжимаемых грунтов превышает 3 м. Длина дрен в этом случае

устанавливается на основе данных инженерно-геологических изысканий. Предпостроечное уплотнение грунтов с использованием вертикальных дрен может быть использовано при инженерной подготовке территории с целью обес-

ТАБЛИЦА 11.8. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ОТКРЫТЫХ ТОРФОВ

Характеристика торфов	Нормативные значения физико-механических характеристик открытого торфа						
	верхового				низинного		
	при степени разложения D_{pd} , %						
	5—20	20—30	30—40	40	5—25	25—40	40
Влажность при полной влагоемкости w_{sat}	14,5	12,5	11,8	10,0	11,5	7,5	5,8
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	1,62	1,56	1,49	1,40	1,58	1,51	1,50
Модуль деформации при полной влагоемкости E_0 , МПа	0,11	0,15	0,23	0,25	0,15	0,24	0,31
Коэффициент бокового давления ξ	0,12	0,19	0,28	0,35	0,22	0,43	0,50
Коэффициент консолидации c_D , м ² /год	10	5	2	1,0	5,0	2,0	1,0

ТАБЛИЦА 11.9. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПОГРЕБЕННЫХ ТОРФОВ

Характеристика торфов	Нормативные значения физико-механических характеристик погребенных торфов при степени его разложения D_{pd} , %		
	20—30	31—40	41—60
Природная влажность w	3	2,2	1,7
Плотность грунта ρ , г/см ³	1	1,05	1,2
Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	1,50	1,6	1,8
Коэффициент пористости e	5,5	4	3
Модуль деформации E , МПа	1,1	2	3
Угол внутреннего трения φ , град	22	12	10
Удельное сцепление c , МПа	0,02	0,025	0,03
Коэффициент бокового давления ξ	0,24	0,28	0,32

однородного слоя грунта: модуля деформации сильносжимаемого грунта при отсутствии бокового расширения E_0 ; коэффициентов пористости грунта при полной влагоемкости e_1 и минимальной влажности e_2 ; коэффициенты консолидации c_v и c_h при фильтрации поровой воды в вертикальном и горизонтальном направлениях.

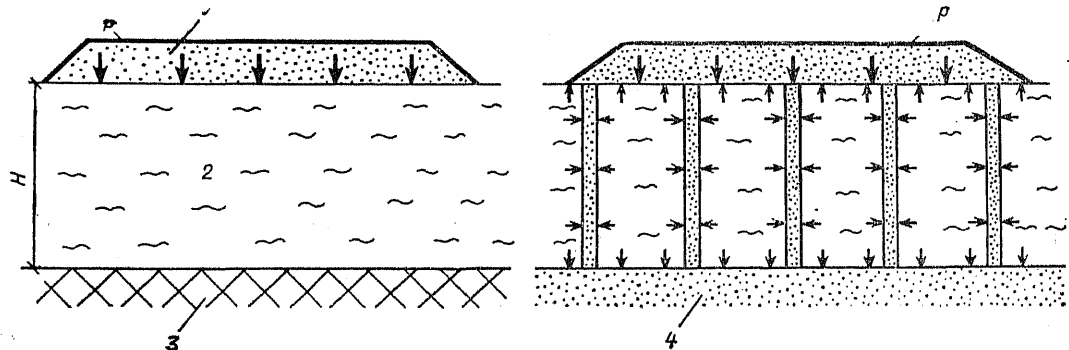
В целях уточнения границ расположения слоев сильносжимаемого грунта рекомендуется применять статическое зондирование. Для уточнения изменений сопротивлений грунта сдвигу до и после уплотнения целесообразно использовать лопастный прибор.

Проектирование предпостроечного уплотнения производится на стадии технического проекта по данным первичных инженерно-геологических изысканий. Целесообразность предпостроечного уплотнения устанавливается на основе вариантного проектирования. В проекте предпостроечного уплотнения грунтов основания должны быть указаны: временная нагрузка на основание, превышающая на 10 % среднее давление под подошвой фундамента возводимого сооружения (с целью ускорения сроков консолидации временная нагрузка может значительно превышать эксплуатационную); форма и размеры временной пригрузочной насыпи с обеспечением устойчивости ее

печения надежной эксплуатации инженерных коммуникаций и дорожных покрытий, а также для уменьшения воздействия сил отрицательного трения на свайные фундаменты и другие заглубленные в грунт сооружения.

Кроме общепринятых исследований грунтов должны быть дополнительно проведены испытания по определению следующих физико-механических свойств каждого практически

Рис. 11.1. Уплотнение сильносжимаемого грунта фильтрующей пригрузкой и вертикальными дренами 1 — фильтрующая пригрузка; 2 — сильносжимаемый грунт; 3 — водоупор; 4 — фильтрующий слой



откосов на сильносжимаемых грунтах в нестабилизированном состоянии; план расположения вертикальных дрен, их сечение и шаг, места установки глубинных марок (шаг и сечение дрен устанавливаются расчетом из условия 90 %-ной консолидации основания); литологические разрезы по уплотняемому основанию с нанесенными на них дренами и глубинными марками; расчетная конечная осадка основания от временной пригрузки и величина упругого подъема основания после ее снятия (определяется по ветви разгрузки компрессионной кривой); схема производства работ по устройству временной пригрузки, погружению дрен и снятию пригрузки.

В плане дренаи располагаются в вершинах квадратов или равносторонних треугольников. Шаг песчаных дрен 1,5—3 м, заводских дрен 0,8—1,4 м.

11.1.3. Методы расчета осадок и сроков консолидации оснований

А. НЕДРЕНИРОВАННОЕ ОСНОВАНИЕ

Стабилизировавшаяся осадка слоя водонасыщенного сильносжимаемого грунта, пригруженного фильтрующим слоем, определяется по формуле

$$s = \frac{3pH}{3E + 4p}, \quad (11.1)$$

где p — среднее давление на грунт от временной пригрузки, МПа; H — толщина слоя сильносжимаемого грунта, м; E — модуль деформации грунта естественного сложения, МПа.

Осадка s_t недренированного слоя сильносжимаемого грунта, пригруженного фильтрующей насыпью, в заданный момент времени вычисляется по выражению

$$s_t = Q_v s, \quad (11.2)$$

где Q_v — степень консолидации сильносжимаемого грунта, определяемая по графику $Q_v = f(T_v)$ (рис. 11.2).

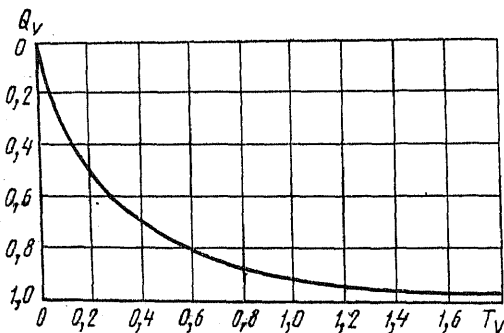


Рис. 11.2. Зависимость степени консолидации грунта Q_v от фактора времени T_v

Фактор времени T_v определяется из формулы

$$T_v = c_v t / h^2, \quad (11.3)$$

где c_v — коэффициент консолидации грунта при вертикальном фильтрационном потоке, м²/год, определяемый по методу Тейлора; t — продолжительность приложения нагрузки p ; h — длина пути фильтрации: при двустороннем дренаже равная половине толщины сильносжимаемого слоя грунта ($h = H/2$); при одностороннем — толщине слоя этого грунта ($h = H$).

В случае неоднородной толщи сильносжимаемого грунта в расчетах допускается использовать средневзвешенное значение коэффициентов консолидации.

Время, необходимое для консолидации слоя сильносжимаемого грунта t до заданной степени консолидации Q_v при загрузке его фильтрующим слоем, определяется по формуле (11.3). При этом считается, что загрузка фильтрующим слоем происходит мгновенно.

Пример 11.1. Определить при заданной степени консолидации $Q_v = 0,8$ время консолидации t однородного недренированного основания при односторонней фильтрации (сильносжимаемый грунт подстилается водоупором). Толщина сильносжимаемого слоя $H = 2h = 6$ м, $c_v = 4$ м²/год.

Решение. При $Q_v = 0,8$ согласно графику (см. рис. 11.2) $T_v = 0,57$. Из формулы (11.3) следует:

$$t = 0,57 \cdot 6^2 / 4 = 5,13 \text{ года.}$$

Пример 11.2. Определить время консолидации недренированного основания при тех же условиях, что и в примере 11.1, но при наличии подстилающего дренирующего слоя.

Решение. При подстилающем дренирующем слое длина пути фильтрации составит $h = 3$ м, тогда $t = 0,57 \cdot 3^2 / 4 = 1,28$ года.

Пример 11.3. Определить осадку слоя заторфованного грунта толщиной $H = h = 4$ м и степень его консолидации через 6 мес. при фильтрующей пригрузке $p = 0,1$ МПа. Заторфованный грунт подстилается водоупором и имеет следующие характеристики: $E = 2$ МПа; $c_v = 3$ м²/год.

Решение. Полная стабилизация осадки по формуле (11.1) составит:

$$s = \frac{3 \cdot 0,1 \cdot 4}{3 \cdot 2 + 4 \cdot 0,1} = \frac{1,2}{6,4} \approx 0,19 \text{ м.}$$

По формуле (11.3) получаем:

$$T_v = 3 \cdot 0,5 / 4^2 = 1,5 / 16 = 0,09.$$

По рис. 11.2 $T_v = 0,09$ соответствует степени консолидации $Q_v = 0,35$.

Осадка через 6 мес составит:

$$s_t = Q_v s = 0,35 \cdot 0,19 = 6,7 \text{ см.}$$

Б. ДРЕНИРОВАННОЕ ОСНОВАНИЕ

Для расчетов принимается круговая форма влияния дрена, диаметр которой определяется по формулам:

при расположении дрен по квадратной сетке

$$d_e = 1,13d; \quad (11.4)$$

при расположении дрен по треугольной сетке

$$d_e = 1,05d, \quad (11.5)$$

где d — расстояние между осями дрен (рис. 11.3).

Принимается, что поверхность цилиндра диаметром d_e водонепроницаема, а материал дрена является идеально проницаемым.

Для вертикальных дрен, полностью про-

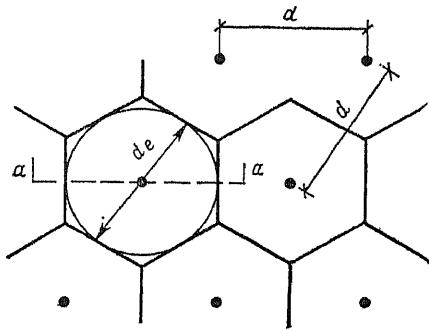


Рис. 11.3. Размещение вертикальных дрен
1 — водоупор; 2 — дрена

зающих слоев водонасыщенного сильносжимаемого грунта, при наличии дренирующих слоев на концах дрен степень консолидации $Q_{r,v}$ определяется с учетом фильтрации воды в радиальном и вертикальном направлениях по формуле

$$Q_{r,v} = 1 - (1 - Q_r)(1 - Q_v), \quad (11.6)$$

где Q_v — степень консолидации при фильтрации поровой воды в вертикальном направлении, определяемая по рис. 11.2; Q_r — то же, в радиальном

Степень консолидации

$$Q_r = 1 - \exp(-8T_r)/F(v), \quad (11.7)$$

где T_r — фактор времени при фильтрации только в радиальном направлении; $F(v)$ — параметр, зависящий от отношения диаметра зоны влияния дрены к ее диаметру.

Величина T_r находится по уравнению

$$T_r = c_r t/d_e^2, \quad (11.8)$$

где c_r — коэффициент консолидации при фильтрации поровой воды в радиальном направлении, $m^2/год$; t — период времени от начала приложения нагрузки, год; d_e — диаметр зоны влияния дрены, м.

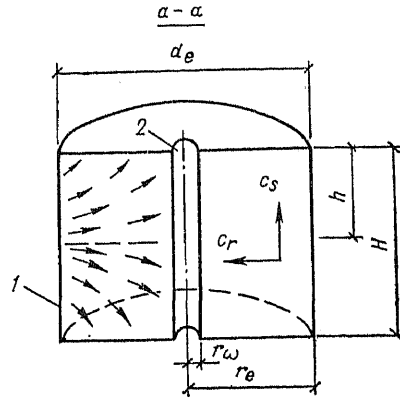
Значение $F(v)$ определяется по формуле

$$F(v) = \frac{v^2}{v^2 - 1} \ln v - \frac{3v^2 - 1}{4v^2}, \quad (11.9)$$

где $v = d_e/d_\omega$ — отношение диаметра зоны влияния к диаметру дрены.

ТАБЛИЦА 11.10. ФАКТОР ВРЕМЕНИ T_r ПРИ МГНОВЕННОМ НАГРУЖЕНИИ ОСНОВАНИЯ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ДРЕНАМИ

Q_r	T_r при v					
	3	5	10	15	20	25
0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,007	0,012	0,021	0,026	0,030	0,033
0,2	0,014	0,026	0,040	0,055	0,063	0,069
0,3	0,023	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110
0,4	0,033	0,060	0,101	0,126	0,144	0,158
0,5	0,045	0,081	0,137	0,171	0,195	0,214
0,6	0,059	0,107	0,181	0,226	0,258	0,283
0,7	0,077	0,141	0,238	0,297	0,339	0,372
0,8	0,103	0,188	0,318	0,397	0,454	0,498
0,9	0,148	0,270	0,454	0,567	0,469	0,712
0,95	0,192	0,351	0,591	0,738	0,844	0,927
0,99	0,296	0,539	0,909	1,135	1,298	1,424



При использовании дрен из искусственных материалов значение $F(v)$ принимается равным 0,025 м.

Значения степени консолидации Q_r в зависимости от факторов времени T_r для разных значений v могут быть определены по табл. 11.10.

Пример 11.4. Определить время консолидации t основания при наличии вертикальных песчаных дрен диаметром $d_\omega = 0,4$, отсутствии вертикальной фильтрации и размере зон влияния $d_e = 2$ м, полагая $c_{r(e)} = 10$ $m^2/год$ и $Q_r = 0,9$. Нагрузка приложена мгновенно.

Решение. Из табл. 11.10 при $v = 2/0,4 = 5$ следует, что $T_r = 0,27$, тогда по формуле (11.8)

$$t = T_r = d_e^2/c_{r(e)} = 0,27 \cdot 2^2/10 = 0,11 \text{ года.}$$

Пример 11.5. Определить период t для $Q_{r,v} = 0,9$ при вертикальном и радиальном дренировании ($v = 5$), полагая $h = 2,5$ м; $d_e = 2$ м; $c_v(2h) = 2$ $m^2/год$ и $c_{r(e)} = 5$ $m^2/год$. Нагрузка приложена мгновенно.

Решение. Расчет производим путем интерполяции. Задаваясь несколькими значениями t , получаем для них значения T_v и T_r , с помощью которых по рис. 11.2 и интерполяцией по табл. 11.10 находим соответствующие значения Q_v и Q_r , после чего подсчитываем $Q_{r,v}$ по формуле (11.6).

t , год	T_v	T_r	Q_v	Q_r	$Q_{r,v}$
0,15	0,048	0,188	0,242	0,800	0,848
0,20	0,064	0,250	0,290	0,880	0,915

Интерполируя, находим:

$$t = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{Q_{r,v2} - Q_{r,v1}} (Q_r - Q_{r,v1}) =$$

$$= 0,15 + \frac{0,20 - 0,15}{0,915 - 0,848} (0,900 - 0,848) =$$

$$= 0,189 \text{ года} \approx 2,3 \text{ мес.}$$

Проектирование фундаментов на предварительно уплотненном основании производится на основе обычного комплекса изысканий, проводимых после предпроектного уплотнения.

11.1.4. Особенности расчета оснований

Расчет оснований, сложенных сильносжимаемыми грунтами, по несущей способности выполняется в соответствии с методикой, изложенной в гл. 5. Несущая способность водонасыщенных заторфованных оснований определяется (кроме случаев, отмеченных в гл. 5), когда основание сложено: глинистыми слабозаторфованными грунтами со степенью разложения $D_{pd} \leq 30\%$ и степенью текучести $I_L > 0,5$; глинистыми среднезаторфованными грунтами с $D_{pd} > 30\%$ и $I_L > 0,25$; глинистыми сильнозаторфованными грунтами любой консистенции и песчаными средне- и сильнозаторфованными грунтами с любой степенью разложения растительных остатков.

Расчет оснований, сложенных водонасыщенными сильносжимаемыми грунтами, по деформациям производится в соответствии с методикой, изложенной в гл. 5. При этом коэффициент условий работы грунтового основания γ_0 при определении расчетного сопротивления R_0 заторфованного основания принимается в табл. 11.11.

ТАБЛИЦА 11.11. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ ОСНОВАНИЯ, СЛОЖЕННОГО ГРУНТАМИ С ОРГАНИЧЕСКИМИ ВЕЩЕСТВАМИ

Грунты	Коэффициент условий работы грунтового основания	
Пески мелкие водонасыщенные при степени заторфованности:	$0,03 < I_{om} \leq 0,25$	0,85
	$0,25 < I_{om} \leq 0,40$	0,80
Пески пылеватые водонасыщенные при степени заторфованности:	$0,03 < I_{om} \leq 0,25$	0,75
	$0,25 < I_{om} \leq 0,40$	0,70
Глинистые грунты водонасыщенные при степени заторфованности $0,05 < I_{om} \leq 0,25$ с показателем текучести:	$I_L \leq 0,5$	1,05
	$I_L > 0,5$	1,0
То же, при степени заторфованности $0,25 < I_{om} \leq 0,40$ с показателем текучести:	$I_L \leq 0,5$	0,90
	$I_L > 0,5$	0,80

Для предварительного назначения размеров фундаментов сооружений всех классов на заторфованных песчаных грунтах и окончательно для III класса условное расчетное сопротивление может быть принято по табл. 11.12.

Расчет осадки фундаментов на основаниях, сложенных водонасыщенными сильносжи-

ТАБЛИЦА 11.12. ЗНАЧЕНИЯ УСЛОВНОГО РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ СРЕДНЕЙ ПЛОТНОСТИ С ОРГАНИЧЕСКИМИ ВЕЩЕСТВАМИ

Грунты	R_0 , МПа, при степени заторфованности грунта		
	$0,03 < I_{om} \leq 0,10$	$0,10 < I_{om} \leq 0,25$	$0,25 < I_{om} \leq 0,40$
Пески мелкие: маловлажные очень влажные, насыщенные водой	0,25	0,16	0,09
	0,15	0,1	0,07
Пески пылеватые: маловлажные очень влажные, насыщенные водой	0,20	0,12	0,08
	0,08	0,06	0,04

Примечание. Значения условных расчетных сопротивлений относятся к грунтам со степенью разложения растительных остатков $D_{pd} \leq 30\%$. При $D_{pd} > 30\%$ значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

маемыми грунтами, производится на полное давление по подошве фундаментов.

Если граница сжимаемой толщи расположена в слоях заторфованного грунта, погребенного торфа или иного органоминерального грунта, ее следует принимать на той глубине, где дополнительное к природному давлению равно их структурной прочности, определяемой по начальному участку компрессионной кривой, а для илов — 3 кПа.

Дополнительную осадку фундаментов на основаниях, сложенных водонасыщенными заторфованными или органоминеральными грунтами, за счет разложения органических включений допускается не учитывать, если в период срока службы сооружения уровень грунтовых вод не будет понижаться.

Для водонасыщенных сильносжимаемых грунтов, характерных длительным протеканием осадок во времени, расчет осадки производится на основе теории фильтрационной консолидации. Для ориентировочных расчетов осадка во времени сооружений больших размеров в плане на водонасыщенных сильносжимаемых грунтах определяется по методике, изложенной в гл. 7.

11.1.5. Методика определения коэффициента консолидации

Коэффициент консолидации s_v определяется компрессионными испытаниями с обработкой кривой консолидации по методу Д. Тейлора. Испытания проводятся на образцах ненарушенной структуры при двусторонней фильтрации. Деформации набухания при этом

должны исключаться. Отношение высоты испытываемых образцов к их диаметру должно быть не менее 1 : 3 при площади испытываемого образца 40 см². Коэффициент консолидации следует определять при давлении, эквивалентном проектному, с предварительным уплотнением грунта нагрузкой, соответствующей природному уплотнению, или при давлениях 0,05—0,2 МПа с интервалом 0,05 МПа. Давление на образец в опыте передается мгновенно. Запись вертикальных деформаций образца ведется по показаниям индикатора через 5, 15, 30 с, 1, 2, 3, 5, 10, 30, 60 мин и далее через каждый час до 8 ч, а в последующем — 2 раза в сутки.

По данным испытаний строится зависимость $\Delta l = f(\sqrt{t})$, где Δl — вертикальная деформация грунта, мм, а t — продолжительность консолидации, мин (рис. 11.4). Далее

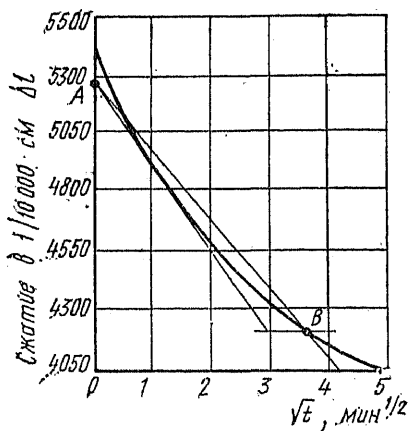


Рис. 11.4. Кривая консолидации для определения коэффициента консолидации c_v

на ее начальном, близком к прямолинейному участке проводится касательная, пересекающая ось ординат в точке *A*. Из этой точки проводится вторая прямая, абсцисса которой составляет 1,15 абсциссы первой прямой. Точка пересечения второй прямой с кривой консолидации *B* даст время t_{90} , составляющее 90 % первичной консолидации.

Коэффициент консолидации c_v , см²/год, определяется по формуле

$$c_v = \frac{0,848 (0,5H)^2 \cdot 3 \cdot 10^7}{t_{90} \cdot 60}, \quad (11.10)$$

где 0,848 — числовой коэффициент Тейлора для 90 % первичной консолидации; H — средняя высота образца в опыте:

$$H = (H_1 + H_2)/2, \quad (11.11)$$

где H_1 и H_2 — соответственно высота образца в начале и в конце опыта, см.

11.1.6. Конструктивные мероприятия

При выборе конструктивной схемы здания и фундаментов на основании, сложенном сильносжимаемыми грунтами, следует исходить из условия, что повышение пространственной жесткости здания уменьшает неравномерность его осадок и перераспределяет усилия, возникающие в отдельных элементах здания. При проектировании фундаментов зданий следует отдавать предпочтение монолитным или сборно-монолитным железобетонным конструкциям, выполняемым в виде сплошных плит или перекрестных лент.

Конструкции зданий с продольными несущими стенами из кирпича или из крупных панелей являются менее чувствительными к неравномерным осадкам, характерным для оснований с сильносжимаемыми грунтами, чем здания с несущими поперечными стенами или продольными наружными несущими стенами и внутренним каркасом.

При значительных неравномерных осадках, вызывающих трещины в стенах здания, фундаменты и стены целесообразно усиливать непрерывными армированными швами или же-

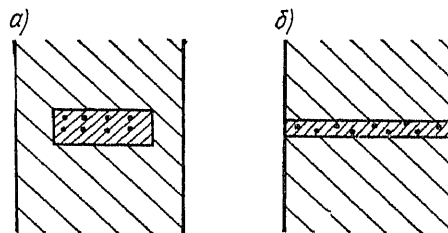


Рис. 11.5. Размещение железобетонных поясов (а) и армированных швов (б) в стенах здания

лезобетонными поясами, способными воспринимать растягивающие усилия (рис. 11.5).

Арматурные пояса (армированные швы) при необходимости устраиваются в уровне перекрытий во всех несущих наружных и внутренних стенах, стенах лестничных клеток и поперечных диафрагмах. Число арматурных поясов и сечения арматуры, назначаются по расчету или на основании опыта строительства. Наименьший диаметр арматуры 10 мм, наименьшая площадь сечения в одном уровне 4 см². В кирпичной кладке арматура укладывается в утолщенных швах кладки в уровне низа перекрытий.

В крупнопанельных зданиях арматуру закладывают в верхней части панелей стен и концы ее сваривают с целью обеспечения непрерывности пояса и работы его на растяжение. В крупноблочных зданиях горизонтальная ар-

матура закладывается в ряды перемычек и сваривается в стыках.

Монолитные железобетонные пояса, устраиваемые на уровне фундаментной подушки, по верху фундаментных стен или на уровне меж-

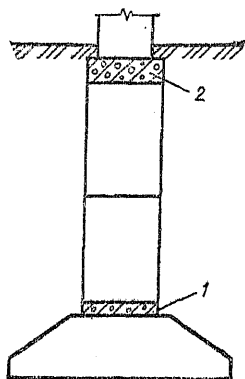


Рис. 11.6. Размещение железобетонных поясов в подвальной части зданий, устраиваемых на сильносжимаемых грунтах 1 — по верху фундамента; 2 — на уровне цокольной части

дуэтажных перекрытий (рис. 11.6), следует проектировать непрерывными, высотой не менее 20 см, с двухрядным расположением арматуры. Наименьший диаметр арматуры 10 мм, общая площадь 8—12 см².

Чувствительность конструкций зданий к неравномерным осадкам может быть снижена с помощью разрезки здания на отдельные отсеки ограниченной длины с введением осадочных швов до подошвы фундаментов.

При проектировании коммуникаций, подводимых к зданию, следует предусматривать понижение отметок заложения сетей водопровода, теплофикации, газопровода, выпусков канализации и дренажа, а также выполнять гибкие вводы их в здание, чтобы после стабилизации осадок вводы соответствовали понижению здания.

Слой сильносжимаемого грунта можно прорезать способом «стена в грунте» в виде непрерывных подземных стен или прерывистых отдельно стоящих щелевых фундаментов. Расчет фундаментов и технология их возведения производится в соответствии с «Временной инструкцией по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте» (СН 477-75).

Песчаные подушки в сильносжимаемых грунтах следует устраивать при частичной или полной замене грунтов для уменьшения давления от здания на кровлю сильносжимаемого грунта.

Подушки выполняются преимущественно из песков средней крупности и крупных с удельным весом сухого грунта $\gamma_d = 16,5$ кН/м³.

11.1.7. Особенности расчета и конструирования оснований и фундаментов стальных вертикальных резервуаров

Расчет оснований резервуаров по несущей способности необходимо выполнять в случаях, предусмотренных п. 2 гл. СНиП 0.02.01-83 «Основания зданий и сооружений». При этом рассчитываются общая устойчивость основания резервуара и местная устойчивость грунта под подошвой кольцевого фундамента. При назначении расчетных характеристик сопротивления грунтов сдвигу следует учитывать быстрое увеличение нагрузок на основание при заполнении резервуаров. Расчеты основания необходимо выполнять на характеристики сопротивления грунтов сдвигу в состоянии незавершенной консолидации. Местная устойчивость грунта под подошвой кольцевого фундамента резервуара, а также прочность конструкции кольцевого фундамента рассчитываются на монтажные и эксплуатационные нагрузки.

Расчет оснований и фундаментов резервуаров по деформациям выполняется согласно гл. 5 Справочника. Расчетные деформативные характеристики грунтов основания следует принимать с учетом циклического воздействия нагрузок.

Предельно допустимая деформация основания устанавливается технологическими и конструктивными требованиями проекта по следующим видам: абсолютная осадка любой точки края днища; разность осадок двух смежных точек краев днища; разность осадок центра краев днища; крен.

Абсолютные осадки точек краев днища, отмеченные в период проведения гидравлических испытаний резервуара, в расчет не принимаются.

Расчетная осадка основания резервуара определяется как для круглого гибкого фундамента, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью, равной давлению столба жидкости, хранимой в резервуаре. Расчетная схема основания принимается в виде линейно деформируемого полупространства.

Для резервуаров с плавающей крышей, предназначенных для хранения жидкостей, принимается $s_3 = 0$.

Осадка центра днища резервуара s_0 определяется как осадка центра круглого фундамента, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью, равной весу столба жидкости. Аналогично определяется осадка любой точки днища резервуара.

Площадки строительства резервуаров

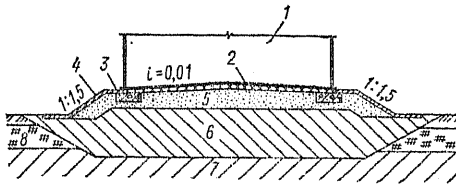


Рис. 11.7. Резервуар на подушке

1 — резервуар; 2 — гидроизоляционный слой; 3 — кольцевой железобетонный фундамент; 4 — отмостка; 5 — песчаная подушка; 6 — грунтовая подушка; 7 — несущий грунт; 8 — торф

можно классифицировать по характерным грутовым условиям:

- 1) сверху на глубину до 4 м залегает торф либо сильно заторфованные грунты, далее залегают относительно прочные грунты;
- 2) в слое слабых грунтов толщиной до 10 м имеется прослойка торфа толщиной более 0,5 м;
- 3) слой слабых водонасыщенных грунтов имеет толщину до 10 м, далее залегают относительно прочные грунты;
- 4) слой слабых водонасыщенных грунтов залегает на большую глубину (свыше 10 м).

В первом случае наиболее экономичным является замена торфа на подушку из послойно уплотненного местного грунта (рис. 11.7). Резервуар устанавливается на уплотненную песчаную подушку, а под краями для снижения концентрации напряжений устраивается кольцевой железобетонный фундамент. В целях защиты дна от коррозии под ним выполняется гидроизоляционный слой из смеси супесчаного грунта с вяжущими веществами в соотношении 10 : 1 по объему. Супесчаный грунт должен иметь влажность не более 3 % и следующий гранулометрический состав: частицы крупностью 2—20 мм — не более 25 %; частицы крупностью 0,1—2 мм — от 60 до 85 %; частицы крупностью менее 0,1 мм — от 15 до 40 %; глинистые частицы — не более 5 %. В качестве вяжущего вещества рекомендуется применять: жидкие битумы по ГОСТ 11955—82 «Битумы нефтяные жидкие дорожные»; каменный деготь по ГОСТ 4641—80 «Дегти каменноугольные дорожные»; мазут по ГОСТ 10585—75 «Топливо нефтяное». В вяжущем веществе не должно быть кислот и свободной серы.

Во втором случае экономичным является применение свайных фундаментов (рис. 11.8). Тип, размеры и число свай принимаются по общепринятым принципам. Ростерк может выполняться в различных вариантах. По верху ростерка для создания технологического уклона дна резервуара устраивается набетон-

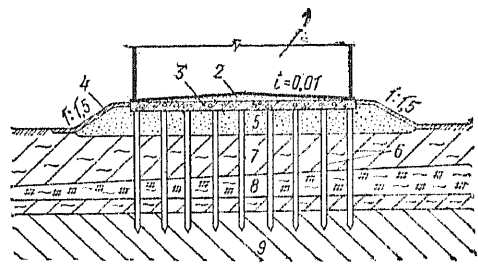


Рис. 11.8. Резервуар на свайном фундаменте

1 — резервуар; 2 — набетонка из тощего бетона; 3 — железобетонный фундамент; 4 — отмостка; 5 — песчаная засыпка; 6 — железобетонные сваи; 7 — слабый слой грунта; 8 — торф; 9 — несущий слой грунта

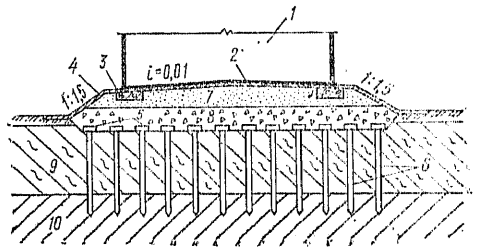


Рис. 11.9. Резервуар на свайном фундаменте с промежуточной подушкой

1 — резервуар; 2 — гидроизоляционный слой; 3 — кольцевой железобетонный фундамент; 4 — отмостка; 5 — железобетонные оголовки; 6 — забивные железобетонные сваи; 7 — песчаная подушка; 8 — щебеночная подушка; 9 — слабый слой грунта; 10 — несущий слой грунта

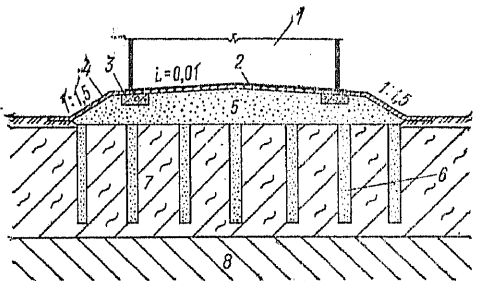


Рис. 11.10. Резервуар на основании, уплотненном вертикальными дренами

1 — резервуар; 2 — гидроизоляционный слой; 3 — кольцевой железобетонный фундамент; 4 — отмостка; 5 — песчаная подушка; 6 — песчаные дрена; 7 — слабый слой грунта; 8 — несущий слой грунта

ка из тощего бетона. Верх бетонки обмазывается горячим битумом за два раза.

Если площадка строительства сложена толщей слабых водонасыщенных грунтов мощностью до 10 м и не имеет прослоек торфа, наиболее экономично применение свайного фундамента с промежуточной подушкой (рис. 11.9). Поверх оголовников устраивается щебеночная подушка высотой не менее расстояния между сваями. Далее устраивается песча-

ная подушка. Остальные конструкции выполняются, как и в первом случае.

Когда площадка строительства резервуара сложена значительной толщей слабых грунтов и применение свайного фундамента является неэкономичным, следует выполнять уплотнение грунтов временной нагрузкой (насыпью) с устройством вертикальных дрен для уменьшения продолжительности консолидации грунтов (рис. 11.10). Далее работы выполняются так же, как и в первом случае.

Окончательный выбор типа фундамента и метода упрочнения основания производится на основе материалов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и технико-экономического обоснования.

11.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ НА НАСЫПНЫХ ГРУНТАХ

11.2.1. Общие положения

К насыпным грунтам относятся: грунты с нарушенной естественной структурой; отвалы отходов различных производств; свалки всевозможных материалов, напластования которых образовались в результате засыпки оврагов, котлованов, карьеров, местных понижений при планировке территорий грунтами, полученными при разработке котлованов, траншей, планировке территорий срезкой, вскрышных работах при открытой разработке полезных ископаемых и т. д., а также отходами различных производств. В зависимости от способа укладки, однородности состава и сложения, вида исходного материала, степени самоуплотнения от собственного веса насыпные грунты подразделяются на отдельные группы и виды согласно табл. 11.13 [7].

Насыпные грунты в материалах инженерно-геологических изысканий, а также в проектах оснований и фундаментов именуется с дополнительным указанием их видов в зависимости от: однородности состава и сложения, способа укладки, вида исходного материала, составляющего основную часть насыпи, и степени уплотнения их от собственного веса. При наличии крупных включений, имеющих контакты между собой, насыпные грунты именуется по виду этих включений с указанием материалов, заполняющих поры и пустоты.

К планомерно возведенным относятся насыпи, сооружаемые по заранее разработанному проекту из однородных грунтов или отходов производств (без содержания органических включений) путем отсыпки их в целях планировки территорий и использования ее под застройку с уплотнением грунтов до заданной

ТАБЛИЦА 11.13. КЛАССИФИКАЦИЯ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ

Подразделение насыпных грунтов	Виды насыпных грунтов и их характеристика
По способу укладки	1. Отсыпанные автомобильным или железнодорожным транспортом, скреперами, бульдозерами и т. п.
По однородности состава и сложения	1. Планомерно возведенные насыпи (обратные засыпки) и подсыпки (подушки), характеризующиеся практически однородным составом, сложением и равномерной сжимаемостью 2. Отвалы грунтов и отходов производств, имеющие практически однородный состав и сложение, но неравномерную плотность и сжимаемость 3. Свалки грунтов, отходов производств и бытовых отходов, характеризующиеся неоднородным составом и сложением, неравномерной плотностью и сжимаемостью, а также содержанием органических включений
По виду исходного материала, составляющего основную часть насыпи	1. Естественные грунты: крупнообломочные, песчаные, глинистые 2. Отходы производств: шлаки, золы, формовочная земля, хвосты обогатительных фабрик и т. п. 3. Бытовые отходы
По степени уплотнения от собственного веса	1. Слежавшиеся — процесс уплотнения от собственного веса закончился 2. Неслежавшиеся — процесс уплотнения от собственного веса продолжается

по проекту плотности. Планомерно возведенные насыпи обычно сооружаются с соответствующей подготовкой поверхности для ее отсыпки, включающей: полную или частичную планировку, срезку растительного заторфованного слоя, уборку мусора, отходов органического происхождения и т. п. [3].

Отвалы грунтов и отходов производств представляют собой отсыпки различных видов грунтов, полученных при разработке котлованов, срезке площадей, при их планировке, проходке подземных выработок и т. п., или отходов производств: шлаков, золы, формовочной земли, отходов обогащения полезных ископаемых и т. п., содержащих органические включения не более 0,05 по весу.

Свалки грунтов, отходов производств и бытовых отходов представляют собой отсыпки, образовавшиеся в результате неорганизованного накопления различных материалов и обычно характеризующиеся повышенным (более 0,5) содержанием органических включений.

Ориентировочные периоды времени самоуплотнения насыпных грунтов от их собственного веса, по истечении которых грунты могут быть отнесены к слежавшимся, принимаются по табл. 11.14.

ТАБЛИЦА 11.14. ОРИЕНТИРОВОЧНЫЕ ПЕРИОДЫ ВРЕМЕНИ, НЕОБХОДИМЫЕ ДЛЯ САМОУПЛОТНЕНИЯ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ

Виды грунтов	Период времени, год
Планомерно возведенные насыпи (при их недостаточном уплотнении):	
из песчаных грунтов	0,5—2
» глинистых »	2—5
Отвалы грунтов и отходов производства:	
из песчаных грунтов	2—5
» глинистых »	10—15
» шлаков, формовочной земли	2—5
» золы, колошниковой пыли	5—10
Свалки грунтов и отходов производства:	
из песчаных грунтов, шлаков	5—10
» глинистых грунтов	10—30

Основания, сложенные насыпными грунтами, проектируются с учетом специфических особенностей этих грунтов, заключающихся в возможной значительной неоднородности по составу, толщине, неравномерной сжимаемости, самоуплотнению от собственного веса, особенно при вибрациях от работающего оборудования, городского и промышленного транспорта, при изменениях гидрогеологических условий, замачивании насыпных грунтов, разложении органических включений.

Неравномерная сжимаемость оснований, сложенных насыпными грунтами, обычно вызывается:

- изменением состава насыпных грунтов в плане и по глубине;
- неравномерной плотностью насыпных грунтов;
- изменением влажности, в особенности для глинистых грунтов;
- различной толщиной слоя насыпных грунтов в основании;
- наличием в насыпных грунтах сильносжимаемых слоев и прослоек;
- повышенным содержанием органических включений;
- залеганием ниже насыпных грунтов сильносжимаемых подстилающих грунтов и изменением их толщины на застраиваемом участке;

наличием в насыпных грунтах крупных включений или пустот, соизмеримых с шириной фундаментов.

Исходными данными по проектированию оснований и фундаментов на насыпных грун-

тах являются материалы инженерно-геологических изысканий, содержащие данные по способу отсыпки, составу, однородности сложения, давности отсыпки, виду, толщине слоя насыпных грунтов, их физико-механических характеристик, в том числе изменчивость сжимаемости, содержание органических включений.

11.2.2. Расчет оснований на насыпных грунтах

Основания и фундаменты зданий и сооружений на насыпных грунтах рассчитываются по деформациям исходя из того, чтобы полная осадка фундамента на насыпном грунте не превышала предельно допустимой для проектируемого здания или сооружения. При этом полная осадка s_f фундамента подсчитывается как сумма осадок, вызванных его нагрузкой и дополнительными факторами:

$$s_f = s + s_{f1} + s_{f2} + s_{f3} + s_{f4}, \quad (11.12)$$

где s — осадка фундамента от его нагрузки, определяемая по указаниям гл. 5; s_{f1} — дополнительная осадка основания от самоуплотнения насыпных грунтов от собственного веса; s_{f2} — то же, вследствие замачивания, снижения уровня подземных вод; s_{f3} — то же, при разложении органических включений; s_{f4} — то же, за счет уплотнения подстилающих грунтов от веса насыпи.

Дополнительные осадки s_{f1} , s_{f2} приближенно допускается определять по формуле

$$s_{f1, f2} = \gamma_{c1, c2} [\sigma_{zg} h / E], \quad (11.13)$$

где $\gamma_{c1, c2}$ — коэффициенты уплотняемости насыпного грунта, принимаемые по табл. 11.15; $\beta = 0,8$ — безразмерный коэффициент; σ_{zg} — среднее вертикальное напряжение в насыпном грунте от его собственного веса: $\sigma_{zg} = 0,5\gamma h$ (γ — среднее значение удельного веса насыпного грунта в водонасыщенном состоянии); h — толщина слоя насыпного грунта под фундаментом; E — среднее значение модуля деформации насыпного грунта.

ТАБЛИЦА 11.15. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ γ_{c1} И γ_{c2}

Насыпные грунты	γ_{c1}	γ_{c2}
Пески, шлаки и т. п.:		
нележавшиеся	0,4	0,15
слежавшиеся	0,0	
Пылеватые пески, глинистые грунты, золы и т. п.:		
нележавшиеся	0,6	0,2
слежавшиеся	0,0	

Дополнительная осадка s_{f3} при содержании в насыпных грунтах органических включений от 0,03 до 0,1 вычисляется по формуле

$$s_{f3} = \eta k_0 \omega \gamma_d h / \gamma_s, \quad (11.14)$$

где η — коэффициент, учитывающий условия залегания органических включений в насыпных грунтах, приближенно принимаемый равным 0,75; k_0 — коэффициент, учитывающий возможность разложения органических включений и принимаемый: для водонасыщенных насыпных грунтов $k_0 = 0,2$, а для остальных

$A_0=0,5$; ω — среднее содержание органических включений в насыпных грунтах; γ_d — удельный вес грунта в сухом состоянии; γ_c — удельный вес частиц грунта; h — толщина лежащего ниже подошвы фундамента слоя насыпного грунта, содержащего органические включения, подвергающиеся разложению.

Дополнительные осадки за счет уплотнения подстилающих насыпь грунтов допускается не учитывать, если давность отсыпки насыпных грунтов превышает 1 год для песчаных грунтов, 2 года для глинистых грунтов, залегающих выше уровня подземных вод, и 5 лет, находящихся ниже уровня подземных вод.

Расчетные сопротивления насыпных грунтов, представляющих собой планомерно возведенные насыпи, а также отвалы грунтов и отходов производств, определяются по формуле (5.29) с учетом степени самоуплотнения грунтов, неоднородности их состава и сложности, принятых методов подготовки оснований с использованием прочностных характеристик грунтов при их полном водонасыщении. Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на слежавшихся насыпных грунтах, назначаются исходя из условий расчетных сопротивлений R_0 (табл. 11.16).

ТАБЛИЦА 11.16. УСЛОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ НАСЫПНЫХ ГРУНТОВ

Виды насыпных грунтов	R_0 , МПа			
	крупных, средних, мелких песков, шлаков и т.п. при S_f		пылеватых песков, глинистых грунтов, золы и т.п. при S_f	
	< 0,5	> 0,8	< 0,5	> 0,8
Планомерно возведенные с уплотнением насыпи	0,25	0,2	0,18	0,15
Отвалы грунтов и отходов производств:				
после уплотнения	0,25	0,2	0,18	0,15
без уплотнения	0,18	0,15	0,12	0,1
Свалки грунтов и отходов производств:				
после уплотнения	0,15	0,12	0,12	0,1
без уплотнения	0,12	0,1	0,1	0,08

Примечания: 1. Значения R_0 относятся к фундаментам с глубиной заложения $h_1=2$ м. При глубине заложения фундаментов $h<2$ м значения R_0 умножаются на коэффициент $\gamma_g = (h+h_1)/(2h_1)$.

2. Значения R_0 приведены для свалок грунтов и отходов производств с содержанием органических включений не более 0,01.

3. Для неслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 умножаются на 0,8.

4. Значения R_0 для промежуточных значений S_f допускается определять по интерполяции.

Условными значениями R_0 допускается пользоваться также и для назначения окончательных размеров фундаментов зданий с нагрузкой на столбчатые фундаменты до 400 кН и ленточные до 80 кН/м.

Наибольшие давления на насыпные грунты у края подошвы внецентренно загруженного фундамента не должны превышать для планомерно возведенных насыпей, песчаных и других подушек 1, 2 R , а для отвалов и свалок грунтов и отходов производств — 1,1 R .

При устройстве песчаных, гравийных и других подушек, при уплотнении насыпных грунтов, а также при залегании в нижней части сжимаемой толщи грунтов с меньшими прочностными характеристиками расчетные сопротивления грунта основания уточняются из условия, чтобы полное давление от собственного веса лежащего выше грунта и нагрузки, передаваемой фундаментом на подстилающие насыпные (неуплотненные) или естественные грунты, не превышало расчетного сопротивления этих грунтов.

Пример 11.6. Определить полную осадку фундамента под колонну промышленного здания, имеющего размеры подошвы 3×4,2 м; среднее давление на грунт $p=0,18$ МПа и глубину заложения $h=2$ м. Здание возводится на участке, сложенном состоящими из отвалов золы ТЭЦ грунтами, образованными гидронамывом, давность намыва составляет 2 года. Толщина слоя намытых грунтов в месте расположения фундаментов равняется 8,7 м. Намытые грунты подстилаются мелкими пылеватыми песками. Среднее значение модуля деформации намытых грунтов по данным испытаний штампами на глубине 2 и 4 м равняется 8,5 МПа. Основные физико-механические характеристики намытых грунтов: $\gamma_s=26,2$ кН/м³; $\gamma_d=14$ кН/м³; $\gamma=17$ кН/м³; $\omega=0,21$; $\omega=0,08$.

Решение. Определяем осадку фундамента от передаваемых им нагрузок на основании в соответствии с требованиями гл. 5. Результаты промежуточных вычислений сводим в табл. 11.17.

ТАБЛИЦА 11.17. ИЗМЕНЕНИЕ ПО ГЛУБИНЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ, МПа, ПО ОСИ ФУНДАМЕНТА

z	ζ	α	σ_{zg}	σ_{zp}	σ'_{gp}
0	0	1	0,034	0,146	0,18
1	0,67	0,892	0,051	0,130	0,181
2	1,34	0,618	0,068	0,090	0,158
3	2	0,414	0,085	0,060	0,145
4	2,67	0,282	0,102	0,041	0,143
5	3,30	0,173	0,126	0,025	0,151
6,7	4,40	0,122	0,148	0,018	0,166

Глубина сжимаемой толщи $H_c=5,4$ м. Осадка от нагрузки фундамента

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp i} h_i}{E_i} =$$

$$= 0,8 \frac{0,138 \cdot 100 + 0,118 \cdot 100 + 0,075 \cdot 100 + 0,05 \cdot 100 + 0,035 \cdot 100}{8,5} =$$

$$= 0,8 \frac{42,5}{8,5} = 4 \text{ см.}$$

По формуле (11.13) и табл. 11.17 определяем дополнительные осадки s_{f1} и s_{f2} как для неслежавшихся насыпных грунтов при $\sigma_{zp}=0,16$ МПа:

$$s_{f1} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 0,16 \cdot 670/8,5 = 6,1 \text{ см;}$$

$$s_{f2} = 0,2 \cdot 0,8 \cdot 0,16 \cdot 670/8,5 = 2 \text{ см.}$$

Определяем дополнительную осадку s_{f3} по формуле (11.14):

$$s_{f3} = \eta k_0 \omega \gamma_d h / \gamma_s = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 0,08 \cdot 14 \cdot 670 / 26,2 = 10,8 \text{ см}$$

Полную осадку фундамента вычисляем по формуле (11.12) при $s_{f4} = 0$:

$$s_f = s + s_{f1} + s_{f2} + s_{f3} + s_{f4} = \\ = 4 + 6,1 + 2 + 10,8 = 22,9 \text{ см.}$$

11.2.3. Проектирование оснований на насыпных грунтах

Основания и фундаменты на насыпных грунтах проектируются с учетом:

- а) использования насыпных грунтов в качестве естественных оснований;
- б) использования насыпных грунтов в качестве оснований с применением методов подготовки оснований по снижению сжимаемости насыпных грунтов как по абсолютной величине, так и по степени их неравномерности;
- в) прорезки насыпных грунтов свайными фундаментами.

В качестве естественных оснований практически любых зданий и сооружений могут быть использованы слежавшиеся насыпные грунты, представляющие собой планомерно возведенные насыпи, возведенные с достаточным уплотнением, а также отвалы грунтов и отходов производств, состоящие из крупных песков, гравелистых и щебеночных грунтов, гранулированных стойких шлаков. Кроме того, для легких зданий и сооружений с нагрузкой на фундаменты до 400 кН или до 80 кН/м в качестве естественных оснований могут быть использованы практически все виды слежавшихся планомерно возведенных насыпей, а также отвалов грунтов и устойчивые в отношении к разложению отходы производств, содержащие органические включения не более 0,05.

Свалки грунтов и отходов производств могут быть использованы в качестве естественных оснований только для временных зданий и сооружений со сроком службы до 15 лет.

Подготовка оснований на насыпных грунтах применяется в случаях, когда полученная расчетом полная осадка используемых в качестве естественного основания насыпных грунтов окажется больше допустимой или несущая способность основания меньше требуемой для обеспечения нормальной эксплуатации проектируемых зданий и сооружений. Основными методами подготовки оснований на насыпных грунтах являются:

- поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками на глубину до 3—4 м;
- вытрамбовывание котлованов;
- устройство песчаных и других подушек;
- поверхностное уплотнение вибрационными машинами и вибраторами;

глубинное уплотнение пробивкой скважин;

гидровиброуплотнение глубинными вибраторами.

Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками применяется при строительстве; на планомерно возведенных насыпях, отсыпанных с недостаточно высокой плотностью; на отвалах грунтов и отходов производств, содержащих различные включения размером не более диаметра трамбовки;

на свалках грунтов и отходов производств, содержащих органические включения не более 0,05;

на участках, расположенных на расстояниях не менее 10 м от существующих зданий и сооружений;

на грунтах со степенью влажности не более 0,7.

Если необходимая глубина уплотнения превышает 3—4 м, поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками комбинируется с устройством подушки или выполняется в два слоя. Для этого котлован разрабатывают на 1—3 м глубже отметки заложения фундаментов и уплотняют насыпные грунты. По окончании уплотнения котлован засыпают местным грунтом, содержащим не более 0,03 растительных остатков и органических включений, до отметки, на 0,2—0,6 м превышающей глубину заложения фундаментов. После этого производится уплотнение второго слоя тяжелыми трамбовками. Общая толщина уплотненного слоя в этом случае может достигнуть 5—7 м.

Основания из насыпных грунтов, уплотненных тяжелыми трамбовками, проектируют по рекомендациям, данным в п. 10.1 для просадочных грунтов с I типом грунтовых условий. При расчете полной осадки фундаментов в пределах уплотненного насыпного слоя учитывается только осадка от нагрузки фундаментов, а осадки s_{f1} , s_{f2} , s_{f3} и s_{f4} принимаются равными нулю.

Вытрамбовывание котлованов в насыпных грунтах производится при строительстве на слежавшихся планомерно возведенных насыпях, отвалах грунтов и отходов производств, а также на свалках грунтов, относящихся по своему составу к глинистым грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,7$. Форма, размеры в плане и глубина заложения фундаментов в вытрамбованных котлованах назначаются с учетом состава насыпного грунта, толщины его слоя, конструктивных особенностей зданий и сооружений. Для достижения максимальной глубины прорезки и уплотнения насыпных грунтов наиболее целесообразно принимать удлиненные фундаменты с глубиной вытрам-

бовывания 2,5—4 м и уширенным основанием, устраиваемым путем втрамбовывания в дно котлована местного грунтового материала до отказа.

Проектирование вытрамбовываемых котлованов и расчет фундаментов в вытрамбованных котлованах выполняется так же, как и на просадочных грунтах (см. п. 10.1). При этом в формуле (10.17) вместо $p_{н1}$ принимается расчетное сопротивление подстилающего слоя насыпного грунта или грунта естественного сложения.

Песчаные, гравийные и другие подушки на насыпных грунтах устраиваются при необходимости замены сильно и неравномерно сжимаемых грунтов вследствие их повышенной влажности ($S_r \geq 0,75 \div 0,8$), содержания органических включений более 0,05—0,1, значительной разнородности состава и т. п. Как правило, грунтовые подушки должны проектироваться из местных материалов, в том числе из отходов промышленных производств, имеющих достаточно однородный состав и обеспечивающих после уплотнения низкую и равномерную сжимаемость. При залегании ниже насыпного слоя просадочных, засоленных или набухающих грунтов грунтовые подушки должны служить маловодопроницаемым экраном и возводиться, как правило, из глинистых грунтов оптимальной влажности.

Плотность грунтов в подушках назначается в зависимости от вида применяемых грунтов и должна быть не менее 0,95 максимальной плотности, получаемой опытным уплотнением грунтов с оптимальной влажностью в полевых или лабораторных условиях. При отсутствии результатов опытного уплотнения допускается плотность грунта в сухом состоянии принимать не менее: для подушек из однородных крупных и средних песков — 1,60 т/м³; неоднородных крупных и средних песков — 1,65 т/м³; мелких песков — 1,60 т/м³; пылеватых песков — 1,65 т/м³; супесей и суглинков — 1,65 т/м³.

Модули деформации грунтов в подушках, а также расчетные сопротивления основания принимаются, как правило, по результатам непосредственных их испытаний на опытных участках, а также по данным опыта строительства в аналогичных условиях. При отсутствии результатов непосредственных испытаний модули деформации грунтов в подушках в водонасыщенном состоянии и расчетные сопротивления допускается принимать по табл. 11.18.

Приведенные в табл. 11.18 значения E и R_0 относятся к уплотненным грунтам в подушках с коэффициентом уплотнения $k_{суп1} = 0,95$.

ТАБЛИЦА 11.18. МОДУЛИ ДЕФОРМАЦИИ И УСЛОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПОДУШКИ ИЗ РАЗЛИЧНЫХ ГРУНТОВ

Грунт	Модуль деформации E , МПа	Условное расчетное сопротивление R_0 , МПа
Гравелистый, щебеночный	40	0,4
Песок:		
крупный	30	0,3
средний	20	0,25
мелкий	15	0,2
пылеватый	10	0,15
Супеси, суглинки	10	0,2
Шлак	20	0,25

При уплотнении грунтов в подушках до $k_{суп1} = 0,98$ значения E увеличиваются в 1,5 раза, а R_0 — в 1,2 раза.

Поверхностное уплотнение вибрационными машинами и вибротрамбовками применяется для уплотнения на глубину до 1,5—2 м насыпных грунтов, представляющих собой недостаточно уплотненные, планомерно возведенные насыпи и отвалы, состоящие из средних и мелких песков (в том числе располагающихся ниже уровня подземных вод). При необходимости уплотнения на большую глубину уплотнение вибрационными машинами выполняется в два слоя по аналогии с описанным выше уплотнением тяжелыми трамбовками. Проектирование оснований на насыпных грунтах, уплотненных вибрационными машинами, выполняется так же, как и при уплотнении тяжелыми трамбовками или устройстве песчаных, гравийных и других грунтовых подушек.

Глубинное уплотнение пробивкой скважин применяется на планомерно возведенных насыпях с недостаточным уплотнением, отвалах и свалках грунтов и отходов производств (относящихся по своему составу к глинистым грунтам) с содержанием органических включений не более 0,05. В несслежавшихся насыпных грунтах глубинное уплотнение пробивкой скважин выполняется, как правило, на всю их толщину, а в слежавшихся — в пределах 0,4—0,8 размера активной зоны, в которой возможны осадки как по абсолютной величине, так и по степени их неравномерности не превышают предельно допустимых величин. При содержании в насыпных грунтах включений, затрудняющих пробивку скважин на проектную глубину, допускается до 40 % скважин проходить на неполную глубину при условии получения «котказа» в пробивке и при глубине их не менее 0,6 проектной. В целях снижения сжимаемости уплотненного грунта, а также увеличения расстояния между скважинами и тем самым снижения стоимости и трудоемкости работ для заполнения пробитых скважин

рекомендуется использовать жесткий материал типа гравия, крупного песка, стойкого шлака, щебня и т. п.

В связи с образованием в верхней части разуплотненного, так называемого буферного слоя, глубинное уплотнение насыпных грунтов пробивкой скважин должно применяться в сочетании с доуплотнением грунта тяжелыми трамбовками на отметке заложения фундаментов.

Проектирование оснований на насыпных грунтах, уплотняемых пробивкой скважин, выполняется так же, как и на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий (см. п. 10.1). За счет более интенсивного уплотнения насыпного грунта в горизонтальном направлении при заполнении скважин жестким грунтовым материалом (гравием, крупным песком, щебнем и т. п.) расстояния между скважинами, полученные по формуле (10.50) или табл. 10.7, увеличиваются в 1,25 раза, а при заполнении скважин глинистым грунтом или мелкими песками — в 1,1 раза.

Гидровиброуплотнение глубинными вибраторами применяется на планомерно возведенных насыпях, отвалах грунтов и отходов производств, относящихся по составу к песчаным грунтам (в том числе залегающим ниже уровня подземных вод). Глубина уплотнения принимается обычно до 0,8 размера активной зоны с учетом требований расчета оснований, фундаментов и зданий по деформациям.

Основания на грунтах, уплотненных глубинными вибраторами, проектируются так же, как и при глубинном уплотнении просадочных грунтов с I типом грунтовых условий. При этом полученные по формуле (10.50) или табл. 10.7 расстояния между точками погружения вибратора уменьшаются в 1,2 раза.

Прорезка насыпных грунтов выполняется забивными или буронабивными сваями в следующих случаях:

если при использовании насыпных грунтов в качестве оснований (в том числе с применением методов подготовки оснований) не обеспечиваются допустимые осадки фундаментов как по абсолютной величине, так и по степени их неравномерности;

при отсутствии технической и практической возможности для уплотнения песчаных грунтов на необходимую глубину;

при содержании в насыпных грунтах (свалках грунтов и отходов производств) большого количества (более 0,05—0,1) органических включений;

при высокой несущей способности подстилающих насыпь грунтов естественного сложения;

если в насыпных грунтах отсутствуют крупные прочные включения (козлы в шлаках, металлы, бетон, железобетон и т. п.) и обеспечивается возможность забивки свай или проходка скважин под них до подстилающего несущего слоя;

при более целесообразном (по сравнению с методами уплотнения насыпных грунтов) применении свайных фундаментов по технико-экономическим показателям.

В насыпных грунтах обычно применяются забивные сваи, так как при их забивке обеспечиваются уплотнение грунта, проходка и разрушение мелких и относительно непрочных включений (отходы древесины, резины, кирпича и т. п.). Кроме того, при забивных сваях упрощается технология устройства фундаментов в водонасыщенных и неустойчивых насыпных грунтах. Буронабивные сваи устраивают в тех случаях, когда погружение забивных свай невозможно (из-за наличия крупных включений) на проектную глубину, а для бурения скважин применяются методы, обеспечивающие проходку их вне зависимости от включений различных материалов.

При проектировании свайных фундаментов в неслежавшихся насыпных грунтах или при устройстве дополнительных подсыпок толщиной более 2—3 м учитываются дополнительные нагрузки от сил нагружающего трения в пределах насыпного грунта и верхней части подстилающего грунта естественного сложения, где процесс уплотнения от веса насыпи не завершился и возможная осадка от веса насыпи превышает 3 см.

Конструктивные мероприятия при проектировании на насыпных грунтах принимаются в тех случаях, когда при использовании насыпных грунтов в качестве естественного основания или с подготовкой основания рассмотренными выше методами уплотнения не обеспечиваются допустимые осадки по их абсолютной величине или по степени неравномерности. Конструктивные мероприятия предназначаются для повышения прочности и общей пространственной жесткости зданий, приспособления их к неравномерным деформациям грунтов в основании и тем самым для повышения допустимых осадок проектируемых зданий.

В комплекс конструктивных мероприятий обычно входит: разрезка зданий и фундаментов осадочными швами; устройство в фундаментах и зданиях армированных поясов; повышение прочности стыковых соединений между отдельными сборными элементами; увеличение площадей опирания несущих элементов покрытий и перекрытий на стены и колоны и

т. п. Назначаются конструктивные мероприятия, как правило, по расчету конструкций

фундаментов и зданий на возможные неравномерные осадки грунтов в основании.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М. Б. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. — М.: Стройиздат, 1973. — 286 с.
2. Коновалов П. А. Устройство фундаментов на заторфованных грунтах. — М.: Стройиздат, 1980. — 161 с.
3. Крутов В. И., Эйдук Р. П. Устройство обратных засыпок котлованов. — М.: Стройиздат, 1981. — 79 с.
4. Рекомендации по инженерно-геологическим изысканиям и проектированию оснований зданий и сооружений, возводимых на заторфованных территориях ярославского Поволжья. — Ярославль, 1979. — 35 с.
5. Рекомендации по предпостроечному уплотнению слабых грунтов временной нагрузкой с применением песчаных и бумажных дрен. — Ярославль, 1978. — 77 с.
6. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1978. — 375 с.
7. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.

Глава 12. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

12.1. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

12.1.1. Деформации земной поверхности, вызываемые горными выработками, и их воздействие на конструкции зданий

При выемке полезного ископаемого подземным способом в образовавшуюся полость смещаются покрывающие его толщи пород, а на земной поверхности образуется чашеобразная впадина, называемая мульдой сдвижения. Размер в плане и глубина мульды зависят от ряда факторов: толщины пласта m , его угла падения α , глубины разработки H , размеров выработки вдоль и вкрест простирания пласта D_1 и D_2 , толщины наносов, физико-механических свойств пород и т.д. В зависимости от глубины разработки деформации земной поверхности могут проявляться в виде провалов, возникающих при выемке угля на небольших глубинах, уступов и трещин, возникающих при выемке крутопадающих пластов ($\alpha > 45^\circ$), а также в виде плавных оседаний.

На рис. 12.1 изображены вертикальные разрезы по главным осям отдельной выработки

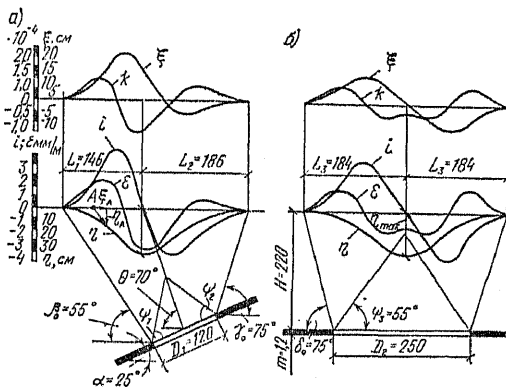


Рис. 12.1. Вертикальные разрезы по главным осям мульды сдвижения
а — вкрест простирания пласта; б — вдоль простирания пласта

вкрест и вдоль простирания пласта при $\alpha = 25^\circ$, а также кривые оседаний η , наклонов i , относительных горизонтальных деформаций ϵ , кривизны k и горизонтальных сдвижений ξ , вычисленные и построенные для условий Донецкого бассейна [2] при $m = 1,2$ м; $H = 220$ м; $D_1 = 120$ м; $D_2 = 250$ м. Границы мульды определяются граничными углами сдвижения: β_0 , γ_0 и δ_0 . Вектор сдвижения из любой точки А

имеет направление в сторону центра выработанного пространства, он разлагается на вертикальную составляющую η и горизонтальную ξ . Максимальное оседание η_{\max} (при полной подработке η_0) определяется углами сдвижения ψ и углом максимального оседания θ . Максимальное оседание при полном обрушении кровли достигает 50—90 % толщины вынимаемого пласта, а горизонтальное сдвижение — 30 % максимального оседания.

Все эпюры деформаций, кроме оседаний, двузначные: по краям мульды ϵ и k положительные (растяжение грунта и кривизна выпуклости), а в средней части отрицательные (сжатие и кривизна вогнутости). Знаки кривых i и ξ свидетельствуют о разных направлениях наклонов точек мульды и их перемещений.

Относительные горизонтальные деформации $\pm \epsilon$, вследствие трения и сцепления фундаментов с грунтом, вызывают в конструкциях растяжение и сжатие, изгиб и скашивание; кривизна мульды k — прогиб и выгиб конструкций здания; наклоны i — их крен. Деформации земной поверхности, вызываемые горными выработками, являются факторами нагрузки для несущих конструкций сооружений, а их воздействия на конструкции относятся к числу особых.

12.1.2. Принципы проектирования оснований и фундаментов на подрабатываемых территориях

Подрабатываемые территории в зависимости от интенсивности прогнозируемых максимальных деформаций земной поверхности по СНиП II-8-78 [3] подразделяются на четыре группы (например, для III группы $\epsilon = 3 \div 5$ мм/м, $R = 12 \div 7$ км, $i = 5 \div 7$ мм/м); территории, на которых образуются уступы, также подразделяются на четыре группы (например, для группы IIIк высота уступа $h = 5 \div 10$ см).

Расчетные значения относительных горизонтальных деформаций земной поверхности определяются с учетом коэффициентов перегрузки γ_i и условий работы γ_c :

$$\epsilon = \epsilon_{\max} \gamma_i \gamma_c, \quad (12.1)$$

где ϵ_{\max} — ожидаемые (прогнозируемые) максимальные деформации земной поверхности на участке здания.

При расчете конструкций сооружений на воздействие деформаций земной поверхности применяется, как правило, принцип независимости действия горизонтальных деформаций, кривизны и наклонов.

Перемещение грунта относительно фундаментов (рис. 12.2), вызванное горизонтальными деформациями, определяется по формуле

$$\Delta l = x \varepsilon, \quad (12.2)$$

где x — расстояние от центральной оси отсека, блока пространственной жесткости или центральной колонны до сечения фундамента бескаркасного здания или рассматриваемой колонны каркасного здания.

Воздействия от неравномерных осадок фундаментов, вызванных естественной неоднородностью грунта, не суммируются с воздействиями от искривления основания, вызванного подработкой, вследствие того, что подработка происходит во время эксплуатации зданий после стабилизации строительных осадков. На площадках, сложенных просадочными грунтами, конструкции зданий и сооружений должны проектироваться с учетом возможного совместного воздействия на них деформаций от подработки и просадок [4, 7].

Материалы инженерно-геологических изыс-

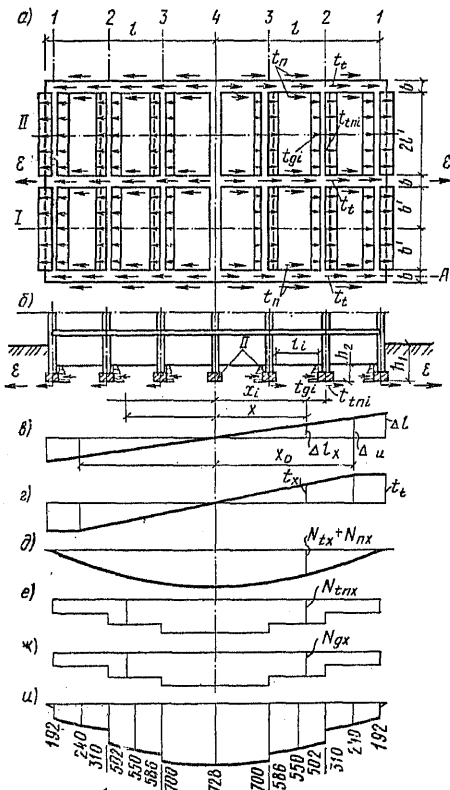


Рис. 12.2. Нагрузка и усилия в заглубленной части жесткого фундамента под воздействием деформаций растяжения

a — план фундаментов с нагрузками; b — разрез; c — эпюра перемещений грунта; d — эпюра сдвигающих нагрузок N_t по подошве фундаментов; $d, e, ж, u$ — эпюры усилий соответственно $N_t + N_n$; N_{tn} ; N_{gn} и суммарная эпюра усилий N ; I — оси, разбивающие фундаменты поперечных стен на участки, тяготеющие к фундаментам поперечных стен; II — фундаментный железобетонный пояс; $I-4$ — оси поперечных стен

каний должны дополнительно учитывать возможность изменений физико-механических свойств грунтов вследствие изменений гидро-геологических условий площадки, вызванных оседанием земной поверхности, а также возможность образования оползней, заболачивания территории и т. п.

Расчетные значения прочностных ϕ и c и деформационных E_0 характеристик грунта для определения усилий, воздействующих на фундаменты в результате деформаций земной поверхности, должны приниматься равными нормативным с коэффициентом надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Фундаменты сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, могут проектироваться на воздействие горизонтальных деформаций основания по жесткой, податливой или комбинированной конструктивным схемам с применением фундаментных железобетонных поясов, плит, связей-распорок между фундаментами под колонны, горизонтального шва скольжения и т. п.

Для зданий с жесткой конструктивной схемой (имеющих поэтажные пояса и ленточный замкнутый фундаментный пояс) при определении расчетных сопротивлений грунта основания коэффициент условий работы γ_{c2} принимается по табл. 12.1 в зависимости от отно-

ТАБЛИЦА 12.1. КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ γ_{c2}

Грунты	γ_{c2} при отношении длины здания к его высоте			
	$L/H > 4$	$4 > L/H > 2,5$	$2,5 > L/H > 1,5$	$L/H \leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и щежи, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,7	2,1	2,5
	1,3	1,6	1,9	2,2
	1,1	1,3	1,7	2,0
* пылеватые				
Крупнообломочные с глинистым заполнителем и глинистые с $IL \leq 0,5$	1,0	1,0	1,1	1,2
	То же, с $IL > 0,5$	1,0	1,0	1,0

шения длины здания (или отсека) L к его конструктивной высоте H , считая от подошвы фундаментов.

Краевое давление на грунты основания плитных фундаментов зданий и сооружений башенного типа, а также отдельных фундаментов промышленных зданий следует рассчитывать с учетом наклона земной поверхности. Это давление не должно превышать $1,4R$ (в угловой точке $1,5R$), а равнодействующая всех нагрузок не должна выходить за пределы ядра сечения.

С учетом повышенных давлений на основные ширину подошвы бетонных и железобетонных фундаментов следует устанавливать не менее 25 см, а в случае применения других материалов — не менее 40 см.

Для уменьшения неблагоприятного воздействия деформаций земной поверхности на фундаменты и конструкции сооружений необходимо применять следующие мероприятия: разрезку на отсеки; отделение фундаментов швом скольжения; устройство связей-распорок между отдельными фундаментами каркасных зданий; размещение фундаментов на одном уровне; устройство грунтовых подушек на основаниях, сложенных практически несжимаемыми грунтами; выполнение грунтовых подушек из материалов, обладающих малым сцеплением и трением на контакте с поверхностью фундаментов; разработку временных компенсационных траншей по периметру здания или сооружения или только в местах наибольших горизонтальных перемещений грунта. К числу таких мероприятий относится также устройство податливых и слабых конструктивных элементов, которые в процессе подработки могут деформироваться (например, применение ограждающих панелей глубоких подвальных помещений каркасных зданий, рассчитанных на активное боковое давление грунта; часть панелей при значительных деформациях во время подработки может быть заменена).

На территориях, на которых возможно образование уступов, выбор типа фундаментов и метода защиты зданий должен зависеть от размеров ожидаемых уступов: при малых размерах ожидаемых уступов (до 5 см) фундаменты могут приниматься как и для строительства на площадках с плавными деформациями земной поверхности; при размерах уступов более 5 см следует предусматривать возможность выравнивания здания поддомкрачиванием. Для этой цели под цокольным поясом бескаркасных зданий следует выполнять ниши для установки домкратов, а под ними и по подошве фундаментов устраивать железобетонные пояса для распределения сосредоточенных нагрузок от домкратов и восприятия усилий от горизонтальных деформаций грунта. В каркасных зданиях для возможности выравнивания колонн должны предусматриваться упоры на колоннах и площадки на фундаментах для установки домкратов, а на анкерах наносится дополнительная резьба на величину возможного подъема колонн.

Для уменьшения деформаций земной поверхности могут применяться, по согласованию с горно-добывающими предприятиями, горно-технические защитные мероприятия зданий

(закладка выработанного пространства породой, применение специальных способов отработки пластов).

12.1.3. Расчет фундаментов на естественном основании на воздействие горизонтальных деформаций

А. ЖЕСТКИЕ ФУНДАМЕНТЫ

Конструкции фундаментно-подвальной части зданий, проектируемых по жесткой конструктивной схеме, при воздействии перемещений грунта, вызванных относительными горизонтальными деформациями, рассчитываются на следующие нагрузки (рис. 12.2): t_t — силы трения по подошве фундаментов в направлении продольной оси; t_{tn} — то же, по подошве фундаментов примыкающих стен; t_n — то же, по боковым поверхностям заглубленной части фундаментов; t_g — нормальное давление сдвигающегося грунта на боковую поверхность заглубленной части примыкающих стен. Нагрузки t_{tn} и t_g от фундаментов примыкающих стен передаются в виде опорных реакций на элементы железобетонных поясов под продольными стенами.

Нагрузки на жесткие фундаменты определяют при следующих допущениях: относительные горизонтальные деформации принимаются постоянными по длине здания и определяются по формуле (12.1); расчетное перемещение грунта (см. рис. 12.2, в) в пределах здания (отсека) определяется по формуле (12.2); силы трения (сдвигающие силы) принимаются возрастающими пропорционально перемещению грунта относительно фундамента от нулевого значения на расстоянии x_0 по оси отсека до предельного (см. рис. 12.2, в), равного сопротивлению грунта на срез; нормальное давление грунта считается пассивным и зависит от перемещения грунта относительно фундамента.

Учет собственных деформаций конструкций (растяжение продольных элементов поясов, прогибы фундаментов под примыкающими стенами, а также выгиб основания, вызывающий перераспределение отпора грунта под подошвой фундаментов) обеспечивает снижение расчетных усилий.

Расчет производим в следующем порядке. Определяем предельный сдвиг грунта для подрабатываемых территорий (см. рис. 12.2, в):

$$\Delta_{uz} = (20 + 0,15n) 10^{-3} = 3,5 \text{ см}, \quad (12.3)$$

где 20 и 0,15 — коэффициенты, измеряемые соответственно в м и м²/кН; n — вертикальная нормативная нагрузка на основание, кН/м.

Расстояние x_0 до сечения, где наступает срез грунта, находим по формуле

$$x_0 = \Delta_u / (\varepsilon - \varepsilon_k), \quad (12.4)$$

где ε_k — усредненная собственная деформация железобетонного фундаментного пояса; при деформациях растяжения $\varepsilon_k = 1 \cdot 10^{-3}$.

Силы трения грунта под подошвой фундаментов вычисляются по выражению

$$t_t = cb + n \operatorname{tg} \varphi. \quad (12.5)$$

Усилия N_t определяем по формулам (см. рис. 12.2, д):

на участке $x_0 \leq x < l$

$$N_t = (l - x) t_t; \quad (12.6)$$

на участке $x_0 > x \geq 0$

$$N_t = (l - x_0) t_t + \frac{x_0^2 - x^2}{2x_0} t_t. \quad (12.7)$$

Для определения усилий N_n необходимо вычислить сопротивление грунта срезу t_n по боковым поверхностям фундаментов:

$$t_n = c_n (h_1 + h_2) + \frac{1}{2} k_n (h_1^2 + h_2^2), \quad (12.8)$$

где c_n и k_n — эмпирические коэффициенты [1].

Для определения усилий N_{tn} необходимо по формуле (12.5) вычислить предельные сопротивления грунта срезу под фундаментами поперечных стен. Так как $q_i = q$, то $t_{tni} = t_t = 48,5$ кН/м и $x_{0i} = x_0 = 8,8$ м. Усилие N_{tni} (опорная реакция от i -й примыкающей стены), передаваемое на фундаментный пояс под стеной A , находим по формуле

$$N_{tni} = l' x_i t_{tni} / x_{0i}. \quad (12.9)$$

При $x_i > x_{0i}$ принимается $x_i / x_{0i} = 1$. Суммарное усилие N_{tn} в любом сечении x пояса A определяем по формуле

$$N_{tn} = \sum_{i=1}^n N_{tni}, \quad (12.10)$$

где n — число стен, примыкающих к расчетному фундаменту по оси A на участке от l до x .

Характер эпюры N_{tn} представлен на рис. 12.2, е.

Для расчета усилий N_g необходимо вычислить предельное пассивное давление грунта (рис. 12.2, б);

$$t_g = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) + 2ch \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2).$$

Предельное обжатие грунта при пассивном давлении определяем по выражению

$$\Delta_g = \frac{t_g}{h} \left(\frac{l_i}{E_g} + \frac{a}{E_c} \right), \quad (12.11)$$

где l_i — длина призмы выпора; $l_i = h_i \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi/2)$; E_g и E_c — модули боковой деформации грунта нарушенной структуры ($E_g = 0,5E_0 = 10$ МПа) и грунта засыпки; a — средняя ширина пазухи между фундаментом и стенкой котлована.

Усилие N_{gi} (опорная реакция от i -й примыкающей стены), передаваемое на пояс под стеной A , вычисляем по формуле

$$N_{gi} = l' k_i \xi_i t_{gi}, \quad (12.12)$$

где k_i — коэффициент, учитывающий обжатие грунта:

$$k_i = \Delta l_i / \Delta_g = (\varepsilon - \varepsilon_k) x_i / \Delta_g \leq 1 \quad (12.13)$$

(здесь x_i — расстояние от оси отсека до i -го фундамента); ξ_i — коэффициент, учитывающий возможность полного развития призмы выпора грунта по ее длине: $\xi_i = \bar{l}_i / l_i \leq 1$ [где \bar{l}_i — расстояние между фундаментами (в свету) примыкающих поперечных стен со стороны призмы выпора]; ε_k — деформация пояса, принимаемая при растяжении равной $1 \cdot 10^{-3}$, а при сжатии 0.

Когда отметка грунта значительно превышает отметку фундаментного пояса (например, при действии деформаций сжатия для наружных стен по рис. 12.2, б), часть нагрузки t_{gi} следует передавать на цокольный пояс.

Усилие N_g вычисляем по формуле

$$N_g = l' \sum_{i=1}^n k_i \xi_i t_{gi}. \quad (12.14)$$

Суммарное продольное усилие растяжения в любом сечении ленточного фундамента определяем по выражению

$$N = 0,8 (N_t + N_{tn} + N_n - N_g), \quad (12.15)$$

где 0,8 — коэффициент, учитывающий сочетание нагрузок.

Расчетные усилия в фундаментном поясе уточняем учетом распределения отпора грунта по подошве фундамента, возникающего на искривленном основании под жестким бескаркасным зданием. Выпуклость отпора грунта к краям отсека уменьшается, а к середине увеличивается (на вогнутости — наоборот). В результате расчетные усилия N_t на выпуклости при действии деформаций растяжения уменьшаются, а на вогнутости при действии деформаций сжатия, наоборот, увеличиваются по сравнению с расчетом без учета искривления основания.

В общем случае уточненное усилие \bar{N}_t определяем по формуле

$$\bar{N}_t = N_t \pm N'_t, \quad (12.16)$$

где N'_t — дополнительное усилие в поясе, принимаемое на выпуклости при деформациях растяжения со знаком «минус», а на вогнутости при деформациях сжатия — со знаком «плюс».

Аналогичное влияние искривление основания оказывает на усилия N_{tn} .

Совместное действие нагрузок N_{tn} и N_g (см. рис. 12.2, а) вызывает изгиб элементов фундаментного пояса под поперечными стенами, под влиянием которого они получают прогиб. Вследствие этого уменьшится перемещение

грунта относительно фундамента, а следовательно, и нагрузки t_{in} и t_g . Прогиб элементов фундаментного пояса целесообразно учитывать при $l/b > 12$, где l — длина пролета (полудлина отсека) (см. рис. 12.2, а) и b — ширина фундамента.

Пример 12.1. Рассчитать усилия в фундаментном поясе по оси A отсека пятиэтажного жилого дома с поперечными и продольными несущими стенами (рис. 12.2, а) при воздействии расчетных горизонтальных деформаций растяжения $e = 5 \cdot 10^{-3}$ (5 мм/м), направленных параллельно продольной оси отсека, и радиусе кривизны выпуклости $\rho = 6$ км (определен как для абсолютно жесткого здания) при следующих исходных данных: длина отсека (стена A) $2l = 19,6$ м, полудлина примыкающих стен $l' = 2,7$ м, шаг поперечных стен 3,2 м; нагрузка на основание под всеми продольными и поперечными стенами $n = 100$ кН/м; грунты основания — суглинки с $i_L = 0,4$ и нормативными характеристиками: $\varphi = 21^\circ$; $c = 25$ кПа; $E_0 = 20$ МПа; $\gamma = 17$ кН/м³. Здание имеет техническое подполье — заглубление фундаментов с наружной стороны $h_1 = 1,5$ м, под внутренними стенами $h_2 = 0,5$ м.

Расчетное сопротивление грунта основания $R = 260$ кПа; ширина подошвы всех фундаментов $b = 40$ см.

Решение. По формуле (12.3) определяем:

$$\Delta u = (20 + 0,15 \cdot 100) 10^{-3} = 0,035 \text{ м.}$$

Расстояние x_0 находим по выражению (12.4):

$$x_0 = 0,035 / (0,005 - 0,001) = 8,8 \text{ м.}$$

Силу трения грунта по подошве вычисляем по формуле (12.5):

$$t_t = 25 \cdot 0,4 + 100 = 48,5 \text{ кН/м.}$$

Вычисленные по формулам (12.6) и (12.7) значения усилий N_i , кН, для различных сечений сводим в табл. 12.2.

ТАБЛИЦА 12.2. К ПРИМЕРУ 12.1

Сечение x , м	N_t	N_n	N_{tn}	N_g	N	$0,8N$
9,8	0	0	131	110	241	192
8,8	48,5	11	131	110	300,5	240
6,4	149	34	226	220	629	502
4,8	196	45	226	220	689	550
3,2	234	53	274	310	871	700
0	264	60	274	310	908	728

Приняв для суглинка средней плотности $c_n = 4$ кН/м² и $k_n = 2,5$ кН/м³, получим: $t_n = 11,1$ кН/м. Величина t_n составляет 22,8 % от t_t . В табл. 12.2 значения усилий N_n записаны в размере 22,8 % от N_t .

Так как нагрузка на все стены одинаковая, то $t_{tn} = t_t = 48,5$ кН/м, а x_0 для поперечных стен равно 8,8 м. Значения усилий N_{tn} вычисленные по формуле (12.10) при $l' = 2,7$ м, сводим также в табл. 12.2. Для определения усилия N_g вычисляем:

$$t_g = \frac{17 \cdot 0,5}{2} t_g^2 (45^\circ + 21^\circ/2) + 2 \cdot 25 \cdot 0,5 t_g \times (45^\circ + 21^\circ/2) = 40,8 \text{ кН/м.}$$

При подработке территории более чем через 10 лет после окончания строительства для грунта засылки пауз (суглинка средней плотности) принимаем: $E = 3,7$ МПа. Следовательно, при $t_i \approx 1$ м и $a = 0,3$ м

$$\Delta g = 14,6 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 1,46 \text{ см.}$$

Значения Δl_i равны: $\Delta l_1 = (5-1) 10^{-3} \cdot 9,4 = 37,6 \times 10^{-3}$ м = 3,76 см; $\Delta l_2 = 2,48$ см; $\Delta l_3 = 1,2$ см; $\Delta l_4 = 0$.

Коэффициенты k_i равны: $k_1 = k_2 = 1$; $k_3 = 0,82$; $k_4 = 0$. В данном примере все коэффициенты $\xi = 1$ и,

следовательно, $t_{g1} = t_{g2} = 40,8$ кН/м; $t_{g3} = 33,5$ кН/м; $t_{g4} = 0$.

Используя эти данные, определяем усилия N_g и N , которые сводим в табл. 12.2.

Б. ПОДАТЛИВЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Различают два типа податливых фундаментов: I — фундаменты, сдвигающиеся по шву скольжения, и II — фундаменты, наклоняющиеся из своей плоскости (рис. 12.3). Фундаменты типа II на сдвиг в плоскости оси стены могут работать как фундаменты типа I.

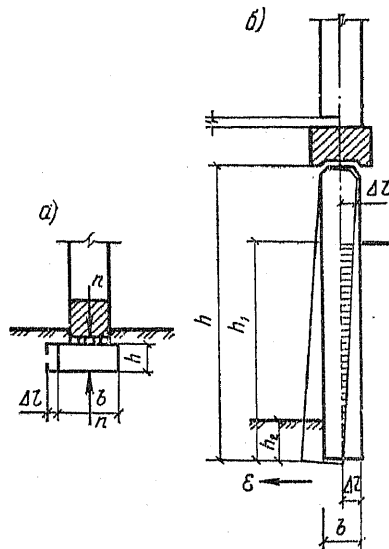


Рис. 12.3. Податливые фундаменты

Для фундамента типа II выполняется неравенство

$$d / (2h) > \mu, \tag{12.17}$$

где d и h — соответственно толщина и высота фундаментного блока или панели; μ — коэффициент трения по шву скольжения, принимаемый в зависимости от материала его заполнения [3].

При устройстве скосов обеспечивается местная устойчивость фундаментных блоков или панелей при воздействии бокового давления грунта и снижении опорных изгибающих моментов. Применение блоков со скосами наиболее целесообразно для зданий с поперечными несущими стенами с коротким их шагом при наличии подвала или технического подполья.

Податливые фундаменты типа I при перемещениях грунта, вызванных горизонтальными деформациями, рассчитываются на трение по шву скольжения t'_t , действующее в направлении продольной (или поперечной) оси здания, и трение по шву скольжения примыкающих стен t'_{tn} , действующее в поперечном направлении относительно этих стен.

Общее продольное усилие растяжения или

сжатия в любом сечении x пояса податливого фундамента определяется суммой двух компонентов — N_i и N_{in} .

Усилие N_i вычисляется по формуле

$$N_i = \gamma'_{cl} (l - x) \mu n, \quad (12.18)$$

где γ'_c — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от длины отсека:

Длина отсека $2l$, м	≤ 10	20	30	40	≥ 5
γ'_c	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5

n — вертикальная нормативная нагрузка на уровне шва скольжения.

Усилие N_{in} определяется по выражению

$$N_{in} = \gamma'_{cl} l' \sum_{i=1}^m t'_{ini}, \quad (12.19)$$

где γ'_{cl} — коэффициент условий работы, зависящий от числа примыкающих стен на участке $l-x$:

Число стен или отдельных фундаментов на участке $l-x$	1	2	3	4	≥ 5
γ'_{cl}	1	0,9	0,8	0,7	0,6

t'_{ini} — сила трения по шву скольжения под i -й примыкающей стеной:

$$t'_{ini} = \mu n_i; \quad (12.20)$$

m — число примыкающих стен на участке $l-x$.

При расчете ленточных фундаментов, имеющих комбинированную конструктивную схему (когда отметка шва скольжения находится ниже отметки поверхности грунта), к усилиям N_i и N_{in} следует добавить усилия N_n и N_g , определяемые по тем же формулам, что и для жестких фундаментов. В этих формулах заглубление фундаментов принимается от планировочной отметки грунта и отметки пола подвала до уровня шва скольжения.

Податливые фундаменты типа II при воздействии горизонтальных перемещений грунта рассчитываются на нагрузки трения по шву скольжения t'_i в направлении оси здания, бокового давления грунта t'_g на наклоняющиеся фундаменты и нагрузки t_b , возникающие в элементах пояса под примыкающими стенами от наклона фундамента вследствие эксцентричной передачи на него при этом вертикальной нагрузки.

Перемещение грунта Δl по подошве наклоняющегося фундамента вызывает неравномерное по высоте обжатие грунта (см. рис. 12.3, б). Возникающее при этом давление грунта стремится дополнительно переместить нижнюю часть фундамента в направлении действия горизонтальных деформаций. Этому препятствует слой грунта высотой h_2 и сопротивление сдвигу по его подошве. При этом обжатие грунта происходит по треугольнику, макси-

мальная ордината которого на поверхности грунта определяется по формуле

$$\Delta l' = \Delta l h_1 / h, \quad (12.21)$$

где h и h_1 — соответственно высота фундамента и его заглубление со стороны надвигающегося грунта.

У жестких фундаментов призма выпора образуется от подошвы фундамента. Для наклоняющихся фундаментов на уровне подошвы обжатие равно нулю. В практических целях рекомендуется ориентироваться по средней глубине $h_i = h_1/2$ и соответствующему этой глубине обжатию грунта $\Delta l_i = \Delta l'/2$. Для этой глубины по формуле (12.11) следует вычислить предельное обжатие грунта Δg_i , а по формуле (12.13) понижающий коэффициент k_i . Тогда боковое давление (см. рис. 12.4, б) на 1 м цокольного пояса t_g получим по формуле

$$t_g = \left(\frac{1}{8} \gamma h_1^2 D^2 + \frac{11}{12} c h_1 D \right) h_1 / h, \quad (12.22)$$

где $D = \text{tg}(45^\circ + \phi/2)$.

Заглубление фундамента h_2 со стороны подвала следует проверять на пассивное сопротивление грунта воздействию нижней опорной реакции; при этом может быть учтено сопротивление грунта сдвигу по подошве фундаментов (прочность фундаментной стены должна быть проверена с учетом бокового давления грунта).

Нагрузки t_b на 1 м длины пояса определяются по формуле

$$t_{bi} = n_i r / h, \quad (12.23)$$

где r — плечо вертикальных сил, действующих в верхнем и нижнем оголовках наклонившегося фундамента.

Суммарное продольное усилие растяжения или сжатия в любом сечении x цокольного пояса при наклоняющихся фундаментах вычисляется по выражению

$$N = 0,8 (N_t + N_g + N_b); \quad (12.24)$$

$$N_b = l' \sum_{i=1}^m t_{bi}. \quad (12.25)$$

Пример 12.2. Рассчитать усилия в фундаментном поясе над швом скольжения податливых фундаментов типа I по оси A отсека пятиэтажного дома для условий, приведенных в примере 12.1 (план несущих стен показан на рис. 12.2, а). Коэффициент трения по шву скольжения $\mu = 0,3$.

Решение. Рассчитываем усилия без учета искривления основания. Вычисляем по формуле (12.18) при коэффициенте $\gamma'_c = 0,8$ (так как $2l = 19,6$ м ≈ 20 м) усилия N_i под стеной A, по формуле (12.19) усилия N_{in} , по формуле (12.15) расчетные усилия и все полученные значения сводим в табл. 12.3 (усилия N_n и N_g не возникают).

ТАБЛИЦА 12.3. К ПРИМЕРУ 12.2

Ось (см. рис. 12.2, а)	N_i	N_{in}	N	0,8N
1	0	81	81	65
2	76	146	220	176
3	154	194	348	278
4	230	194	424	340

Пример 12.3. Для условий примера 12.2 рассчитать усилия в цокольном поясе над швом скольжения податливых фундаментов типа II (наклоняющихся). Поперечное сечение фундаментов показано на рис. 12.4 при высоте панели подвала 1,8 м и толщине 14 см без скосов.

Решение. Усилия N_t в этом примере будут такими же, как и в примере 12.2; усилия N_b при деформации растяжения не возникнут. Рассчитываем значения усилия N_b , кН, и суммарные усилия и сводим полученные значения в табл. 12.4.

Рис. 12.4. Наклоняющийся фундамент под внутренней поперечной стеной (к примеру 12.3)

1 — фундаментный блок; 2 — панель стены подвала; 3 — железобетонные пояса; 4 — шов скольжения

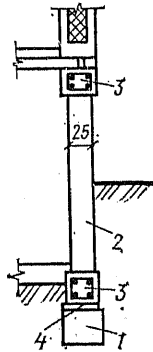


ТАБЛИЦА 12.4. К ПРИМЕРУ 12.3

Ось (см. рис. 12.2, а)	N_t	N_b	N	$0,8N$
1	0	10	10	8
2	76	22	98	78
3	154	33	187	150
4	230	35	265	212

Как видно из табл. 12.4, усилия N_b невелики и относительно N_t при наличии скосов в оголовках панелей могут иметь другой знак, поэтому при узких и высоких панелях этим компонентом усилий можно пренебречь.

12.1.4. Проектирование и расчет свайных фундаментов на подрабатываемых территориях

А. СПЕЦИФИКА РАБОТЫ СВАИ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

Наиболее важными деформационными воздействиями на сваи являются горизонтальные перемещения грунта, определяемые по формуле (12.2). Возникающие опорные реакции в голове свай в виде горизонтальных сил и изгибающих моментов передаются на ростверк, который помимо распределения вертикальных нагрузок на сваи дополнительно работает в горизонтальной плоскости как фундаментный железобетонный пояс. Для снижения дополнительных усилий в ростверке от воздействия горизонтальных перемещений необходимо уменьшать расчетные перемещения грунта путем разрезки зданий на отсеки, применять податливые схемы сопряжения голов свай с ростверком — шарнирные и через шов скольжения, а также свайные фундаменты с высоким ро-

стверком, использовать сваи с малой изгибной жесткостью [5].

В зависимости от схемы сопротивления головы сваи с низким ростверком допускаются следующие перемещения свай: при жесткой заделке — до 2 см; при условно-шарнирном сопряжении — до 5 см; при шве скольжения — до 8 см.

Для свайных фундаментов с высоким ростверком в результате прогиба свободной части сваи предельные перемещения при жесткой заделке и при условно-шарнирном сопряжении (при соответствующем обосновании) могут быть увеличены.

Помимо горизонтальных деформаций на свайные фундаменты воздействуют наклоны земной поверхности от горных выработок, вызывающие крен здания, а также возникновение опрокидывающего момента и горизонтальных составляющих нагрузок, приложенных к голове свай, и как следствие их изгиб и перераспределение вертикальных нагрузок на сваи. Искривление основания вызывает под жесткими зданиями перераспределение вертикальных нагрузок: выпуклости свай, расположенные на краях отсеков, разгружаются, а в средней части дополнительно догружаются (на вогнутости — наоборот).

При расположении высоких ростверков в бетонных полах или в других жестких конструкциях, устраиваемых на поверхности грунта, по всему периметру свай следует предусматривать зазор высотой не менее 5 см, который необходимо заполнять пластичными материалами. За счет этого отсутствует жесткая опора свай при воздействии горизонтальных перемещений грунта.

Б. РАСЧЕТ СВАИ С ШАРНИРНОЙ И ЖЕСТКОЙ ЗАДЕЛКОЙ ГОЛОВ В ВЫСОКИИ И НИЗКИИ РОСТВЕРКИ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И НАГРУЗКИ

Расчет рассматриваемых свай на горизонтальные перемещения и нагрузки осуществляется при следующих допущениях:

- основание принимается упругим, характеризующимся горизонтальным (боковым) модулем деформации, который увеличивается по глубине с нулевой ординатой на поверхности грунта или под подошвой низкого ростверка;
- рассчитываются сваи гибкие и средней жесткости, не изменяющейся по глубине;
- свободная высота сваи H может быть как произвольной длины, так и равной нулю (низкий ростверк);
- в результате взаимодействия упругой оси сваи с упругой грунтовой средой под воздействием горизонтальных перемещений в за-

глубленной части сваи возникают два участка — верхний длиной b и нижний длиной c (рис. 12.5 и 12.6), в пределах которых боковое давление грунта на сваю имеет противоположные направления;

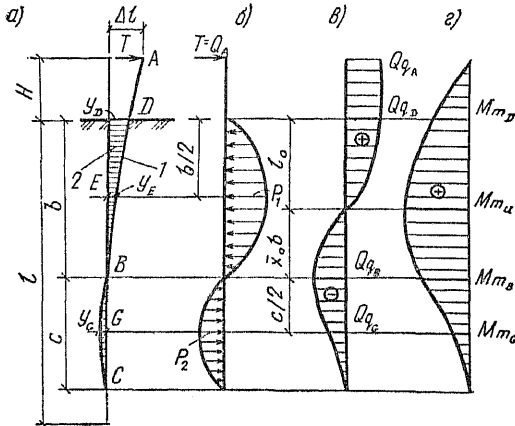


Рис. 12.5. Взаимодействие упругой оси сваи, имеющей шарнирное сопряжение с ростверком, и грунта при действии горизонтальной нагрузки или перемещения

а — деформация оси сваи l и эпюра обжатия грунта 2; б — эпюра нагрузок на сваю; в, г — эпюры поперечных сил и изгибающих моментов в свае

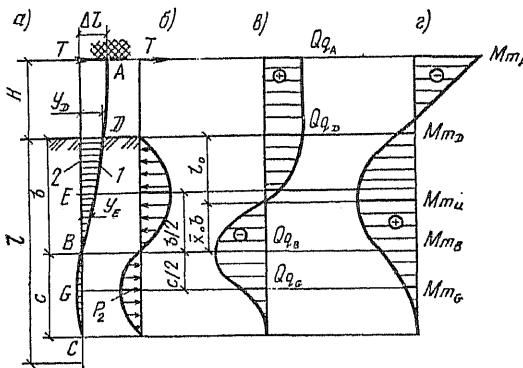


Рис. 12.6. Взаимодействие упругой оси сваи с жесткой заделкой головы в ростверк с грунтом при действии горизонтальной нагрузки или перемещения (см. экспликацию к рис. 12.5)

д) максимальная ордината эпюры бокового давления p_1 , располагаемая посередине участка b , принимается пропорциональной величине обжатия грунта сваей в точке E ;

е) за расчетную принимается длина сваи, равная $H+b+c$;

ж) глубина погружения сваи l в грунт должна удовлетворять неравенству

$$l/(b+c) \geq 1. \tag{12.26}$$

Для практических целей приводимую ниже методику допускается применять при $l \geq 0,9(b+c)$.

Ординаты поперечных сил и изгибающих

моментов для характерных сечений сваи при шарнирной или жесткой заделке голов в высокий или низкий ростверк под воздействием горизонтальных перемещений грунта, равных Δl , определяются по формулам:

$$Q_i = \frac{2}{3} p_1 b q_i = Q q_i; \tag{12.27}$$

$$M_i = \frac{1}{3} p_1 b^2 m_i = M m_i, \tag{12.28}$$

где

$$p_1 = \frac{E_h}{\omega(1-\nu^2)} \Theta \Delta l; \tag{12.29}$$

здесь Θ — коэффициент обжатия грунта посередине участка b ; ω — коэффициент, принимаемый в зависимости от коэффициента n (отношения глубины погружения сваи к ее размеру поперечного сечения d в направлении перпендикулярном расчетному направлению действия перемещения или горизонтальной нагрузки):

n	10	20	30	40	50
ω	2,25	2,64	2,68	3,07	3,22

ν — коэффициент Пуассона; E_h — модуль горизонтальной деформации грунта:

$$E_h = \gamma_c E_0, \tag{12.30}$$

γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий анизотропность грунта; принимается равным для пылеватоглинистых грунтов 0,5, а для песка 0,65 (значение коэффициента γ_c допускается уточнять в зависимости от способа погружения свай, явлений засасывания, длительного действия нагрузки и т.п.); E_0 — модуль деформации грунта, определяемый на уровне середины участка b [для грунтов с модулем $E_0 < 5$ МПа на глубине $(6+7)d$, для грунтов с $E_0 > 15$ МПа на глубине $(4+5)d$ от поверхности грунта для свайных фундаментов с высоким ростверком или от подошвы ростверка для фундаментов с низким ростверком];

$$b = \sqrt[4]{\beta \frac{EI}{E_h} \omega(1-\nu^2)}, \tag{12.31}$$

здесь EI — жесткость сваи; β — коэффициент, определяемый по рис. 12.7 или 12.8.

Для построения эпюр поперечных сил и изгибающих моментов в свае по рис. 12.7 и 12.8 следует определить коэффициенты: для поперечной силы — $q_i (q_A = q_B; q_C = 0; q_G = 0,5q_B)$, а по формуле (12.32) — положение сечения в заглубленной части сваи с нулевым значением поперечной силы и максимальным значением сваи изгибающего момента; для изгибающего момента — $m_i (m_C = 0; m_G = 0,2m_B; \text{при шарнирном сопряжении } m_A = 0)$ и расстояние l_0 до точки с максимальной ординатой изгибающего момента в свае:

$$l_0 = (1 - \bar{x}_0) b, \tag{12.32}$$

где \bar{x}_0 — коэффициент, определяемый по рис. 12.7 или 12.8.

Длину участка c и максимальную ординату эпюры бокового давления грунта p_2 , находящуюся посередине нижнего участка c , определяют по формулам:

$$c = ab; \quad (12.33)$$

$$p_2 = \alpha p_1, \quad (12.34)$$

где α — коэффициент, определяемый по рис. 12.7 или 12.8.

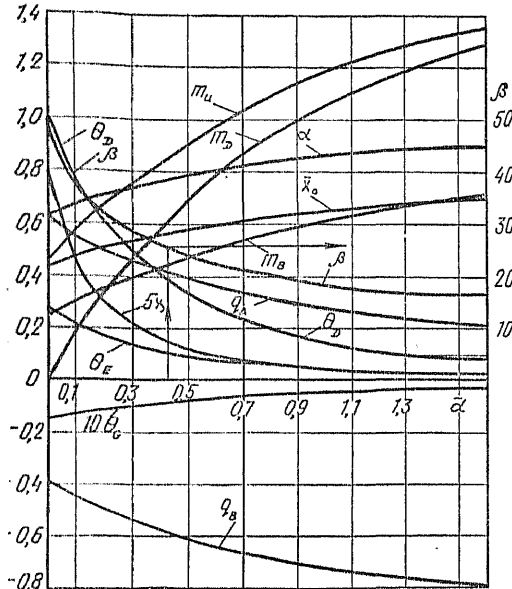


Рис. 12.7. Зависимость коэффициентов α , θ , q , m , χ_0 , χ_0 (левая шкала) и β (правая шкала) от коэффициента α при шарнирном сопряжении голов свай с ростверком

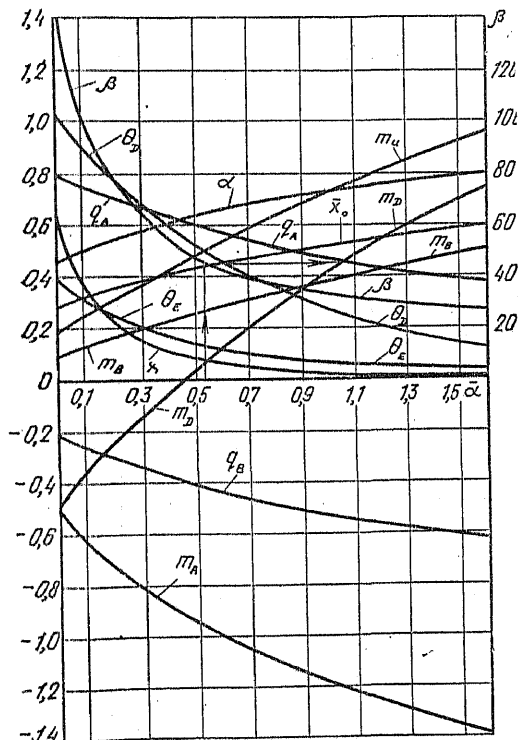


Рис. 12.8. Зависимость коэффициентов α , θ , q , m , χ_0 , χ_0 (левая шкала) и β (правая шкала) от коэффициента α при жесткой заделке головы свай в ростверк

Для определения только максимальных значений поперечной силы и изгибающего момента в свае достаточно выбрать по рис. 12.7 или 12.8 максимальные значения коэффициентов q_i и m_i ; и по формулам (12.27) и (12.28) вычислить Q_{max} и M_{max} .

По рис. 12.7 и 12.8 можно построить прогиб упругой оси сваи.

Максимальный прогиб в уровне головы сваи определяют по формуле

$$y_A = \frac{p_1 b^4}{90EI} \frac{1}{\chi} = \Delta l, \quad (12.35)$$

где χ — коэффициент, определяемый по рис. 12.7 или 12.8,

а в характерных точках D , E и G — по формуле

$$y_i = \Theta_i \Delta l. \quad (12.36)$$

Для характеристики шарнирного сопряжения сваи с ростверком кривые χ и Θ_e на рис. 12.7 увеличены соответственно в 5 и 10 раз.

Усилия в сваях, располагаемых в свайном поле и имеющих различные перемещения Δl , целесообразно определять через усилия Q_1 и M_1 , получаемые при единичном перемещении $\Delta l_1 = 1$ см, а затем вычислять искомые Q и M при заданных перемещениях Δl по формулам:

$$Q = |\Delta l| Q_1; \quad M = |\Delta l| M_1, \quad (12.37)$$

где $|\Delta l|$ — безразмерная величина заданного перемещения сваи.

Если по заданным горизонтальным нагрузкам, например от наклона земной поверхности и ветровой нагрузки (опорным реакциям свай $T = Q_A$), требуется определить максимальные усилия в свае или построить эпюры давления грунта, Q , M и прогиба сваи, расчеты следует вести по значению опорной реакции Q_{A1} , полученной при единичном перемещении $\Delta l_1 = 1$ см. В этом случае искомые параметры находят по формулам:

$$\Delta l = \frac{T}{Q_{A1}} \Delta l_1; \quad Q_i = \frac{T}{Q_{A1}} Q_{i1};$$

$$M_i = \frac{T}{Q_{A1}} M_{i1} \text{ и т. д.}, \quad (12.38)$$

где M_{i1} и Q_{i1} — усилия в i -х сечениях при единичном перемещении.

В свайных фундаментах с высоким ростверком, когда коэффициент $q_B > 0,5$, максимальное значение поперечной силы следует определять для заглубленной части сваи (точка B на рис. 12.5 и 12.6) по формуле

$$Q_B = T q_B / q_A, \quad (12.39)$$

где q_A — коэффициент для сечения A на уровне головы сваи.

Дополнительный изгибающий момент от внецентренного действия вертикальной нагрузки на изогнутую ось сваи (см. рис. 12.5 и

12.6) приближенно вычисляются по следующим зависимостям:

для свай с шарнирным сопряжением с ростверком (в заглубленной части свай)

$$M' = N(1 - \Theta_E) \Delta l; \quad (12.40)$$

для свай с жесткой заделкой голов в ростверк (на уровне заделки)

$$M' = N(1 - \Theta_E) (\Delta l/2), \quad (12.41)$$

где N — нормативная вертикальная нагрузка на сваю,

Приведенные (расчетные) максимальные усилия в свае от воздействия горизонтальных перемещений, наклона и ветровой нагрузки, а также от внецентренного действия вертикальной нагрузки находят по выражениям:

$$Q_c = 0,8(Q_h + 0,7Q_b); \quad (12.42)$$

$$M_c = 0,8(M_h + 0,7M_b + M'), \quad (12.43)$$

где Q_h , M_h — максимальные значения поперечной силы и изгибающего момента в свае от воздействия горизонтальных перемещений грунта; Q_b , M_b — то же, от наклона земной поверхности и ветровой нагрузки; 0,8 и 0,7 — коэффициенты, учитывающие сочетание нагрузок.

При расчете ростверка следует учитывать дополнительные нагрузки, возникающие в заделке свай (точка А на рис. 12.5 и 12.6); эти нагрузки определяются по формулам (12.42) и (12.43). Кроме того, необходимо учитывать усилия от свай, расположенных как под продольными стенами, так и под поперечными.

Пример 12.4. Рассчитать усилия в сваях сечением 30×30 см, погруженных в грунт на глубину $l=7$ м, от перемещения грунта $\Delta l=2$ см для четырех

ТАБЛИЦА 12.5. К ПРИМЕРУ 12.4

Показатель	Значения показателей			
	при шарнирном сопряжении		при жесткой заделке	
	$H=0$	$H=2$ м	$H=0$	$H=2$ м
$\bar{\alpha}$	0	0,39	0	0,35
β	50	26,5	138	59
α	0,62	0,76	0,45	0,59
Θ_E	0,28	0,12	0,39	0,19
Θ_D	1	0,4	1	0,64
q_A	0,62	0,43	0,79	0,66
q_B	-0,38	-0,57	-0,21	-0,34
m_A	0	0	-0,5	-0,85
\bar{x}_0	0,43	0,56	0,28	0,39
l_0 , м	1,94	1,28	3,18	2,17
b , м	3,41	2,91	4,4	3,56
$b+c$, м	5,52	5,12	6,38	5,66
p_1 , кН/м	16,2	6,9	22,4	11
Q_A , кН	22,8	5,8	52	17,2
Q_b , кН	14	7,6	13,8	9
M_A , кН·м	0	0	-72,2	-39,2

вариантов: с шарнирной и жесткой заделкой голов в ростверк; при низком ростверке ($H=0$) и высоком ($H=2$ м). Жесткость свай $EI=7,8$ МПа·м⁴. Грунт — суглинок с модулем деформации $E_0=13,7$ МПа и $\nu=0,35$. В соответствии с формулой (12.30) принимаем $E_h=0,5 \cdot 13,7=6,85$ МПа.

Решение. Для свайных фундаментов с низким ростверком при $\bar{\alpha}=H/l=0$ по рис. 12.7 и 12.8 соответственно для шарнирного сопряжения и жесткой заделки свай определяем коэффициенты β , α и др. (табл. 12.5).

Для свайных фундаментов с высоким ростверком при $\bar{\alpha}=2/7=0,286$ по рис. 12.8 и 12.9 для шарнирного сопряжения предварительно находим коэффициенты $\beta=28,5$ и $\alpha=0,73$ и вычисляем по формуле (12.31) при $\omega=2,38$ и $\mu=0,35$ значения $b=2,99$ м; $c=\alpha b=2,18$ м и $b+c=5,17$ м; для жесткой заделки — соответственно $\beta=0,66$ и $\alpha=0,57$; $b=3,66$ м; $c=2,08$ м; $b+c=5,74$ м.

Определяем уточненные коэффициенты

$$\bar{\alpha} = H/(b+c) \quad (12.44)$$

и по ним на рис. 12.8 и 12.9 находим искомые значения коэффициентов β , α и др. Уточненные значения коэффициентов для шарнирного сопряжения $\bar{\alpha}=2/5,17=0,39$ и для жесткой заделки $\bar{\alpha}=2/5,74=0,35$; найденные по рис. 12.7 и 12.8 значения коэффициентов β , α и др., вычисленные длины b , $b+c$ и l_0 , давления p_1 и усилия сводим в соответствующие графы табл. 12.5.

В. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ

Несущая способность свай на вертикальные нагрузки на подрабатываемых территориях определяется по формуле

$$\Phi_{et} = \gamma_{c,et} \Phi, \quad (12.45)$$

где $\gamma_{c,et}$ — коэффициент условий работы, учитывающий изменение структуры грунта и перераспределение вертикальных нагрузок при подработке, принимаемый по табл. 12.6; Φ — несущая способность свай.

ТАБЛИЦА 12.6. КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ $\gamma_{c,et}$

Сваи	Значения $\gamma_{c,et}$ при проведении изысканий	
	до подработки	в период подработки
Свай-стойки в фундаментах любых зданий и сооружений Висячие сваи в фундаментах:	0,9	1
податливых зданий и сооружений (например, одноэтажных каркасных с шарнирными опорами) жестких зданий и сооружений (например, бескаркасных и каркасных многоэтажных зданий с жесткими узлами, силосных корпусов)	0,9	1
	1,1	1,2

Примечание. Подразделение на жесткие и податливые здания осуществлено по их реакции на неравномерные осадки фундаментов, при которых в жестких зданиях происходит перераспределение отпора грунта, а в податливых перераспределения практически нет или оно мало и его можно не учитывать.

Сваи на подрабатываемых территориях, как правило, должны рассчитываться на внецентренное сжатие с учетом усилий, определяемых по формулам (12.42) и (12.43), а при превышении дополнительных выдергивающих нагрузок (от наклонов и ветровой нагрузки)

над сжимающими нагрузками — на внецентренное растяжение.

Несущую способность свай по грунту следует рассчитывать на сочетания, при которых в сваях возникают максимальные сжимающие нагрузки, определяемые с учетом дополнительных нагрузок сжатия от искривления основания, наклона земной поверхности и ветровой нагрузки. Несущая способность свай по материалу рассчитывается при максимальном значении изгибающего момента для двух сочетаний вертикальных нагрузок — максимальной и минимальной. При этом свая рассматривается как стержень, жесткозащемленный в грунте в сечении, расположенном на расстоянии

$$l_1 = H + l_0, \quad (12.46)$$

где H — свободная высота свай; l_0 — длина участка свай в грунте, определяемая по формуле (12.32).

Расчетные максимальную N_{max} и минимальную N_{min} вертикальные нагрузки на сваю в свайном фундаменте жесткого здания или сооружения следует определять по невыгодным сочетаниям основных и дополнительных нагрузок, действующих в направлении продольной и поперечной главных осей здания.

12.2. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

12.2.1. Общие положения

Сейсмостойкость сооружений, их фундаментов и оснований оценивается расчетом по первой группе предельных состояний на особое сочетание нагрузок (включая сейсмическое воздействие).

В задачах сейсмостойкости сооружений их основание рассматривается как источник колебаний сооружения и одновременно как один из элементов самого сооружения, прочность которого должна быть обеспечена и при сейсмических нагрузках.

Верхние слои грунта изменяют параметры подходящих из глубин сейсмических волн и тем самым могут изменить интенсивность сейсмических колебаний. Как элемент сооружения грунтовое основание вносит дополнительную податливость по сравнению с расчетной схемой, в которой фундаменты считаются жесткозаделанными, что влияет на частоты и формы собственных колебаний сооружения и как следствие на сейсмические колебания, действующие на сооружения. И наконец, сейсмические нагрузки вместе со статическими от собственного веса должны восприниматься всеми элементами сооружения, в том числе его фундаментами и основанием, без недопустимых разрушений.

12.2.2. Оценка интенсивности сейсмических колебаний в зависимости от грунтовых условий

Балльность строительной площадки определяется по карте сейсмического районирования территории СССР [6] и затем корректируется по данным сейсмического микрорайонирования, проводимого изыскательскими организациями в соответствии с Рекомендациями [1], по картам сейсмического микрорайонирования для тех населенных пунктов, для которых они уже составлены, по ориентировочной табл. I СНиП II-7-81, если отсутствуют инструментальные данные.

Сейсмичность площадки в зависимости от категории грунта приведена в табл. 12.7. Сейс-

ТАБЛИЦА 12.7. СЕЙСМИЧНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Сейсмичность площадки строительства, баллы, при сейсмичности района, баллы		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	>9

мические воздействия при проектировании учитываются при интенсивности сейсмических колебаний 7, 8 и 9 баллов. При интенсивности более 9 баллов строительство возможно только по разрешению вышестоящих органов в соответствии с утвержденными требованиями.

По сейсмическим свойствам грунты разделяются на три категории:

I категория: скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие); невыветрелые и слабовыветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30 % песчано-глинистого заполнителя; выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре -2°C и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии);

II категория: скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые (в том числе, вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории); крупнообломочные грунты (за исключением отнесенных к I категории); пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков, и $e < 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные

грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше -2°C при строительстве и эксплуатации по принципу I;

III категория: пески рыхлые независимо от влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$; глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допущение оттаивания грунтов основания).

При неоднородном составе грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах 10-метровой толщи грунта (считая от планировочной отметки) слой, относящийся к этой категории, имеет суммарную толщину более 5 м.

Категорию грунта при прогнозировании подъема уровня подземных вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) в процессе эксплуатации сооружения следует определять в зависимости от свойств грунта (влажности, консистенции) в замоченном состоянии.

Если при строительстве на вечномерзлых нескальных грунтах по принципу II зона оттаивания распространяется до подстилающего талого грунта, то грунты основания не следует рассматривать как вечномерзлые, а учитывать их фактическое состояние после оттаивания.

Для особо ответственных зданий и сооружений, строящихся в районах с сейсмичностью 6 баллов на площадках строительства с грунтами III категории по сейсмическим свойствам, сейсмичность площадки строительства следует принимать равной 7 баллов.

В том случае если данные о консистенции или влажности отсутствуют, глинистые и песчаные грунты при уровне подземных вод выше 5 м относятся к III категории по сейсмическим свойствам.

Для определения интенсивности сейсмических колебаний строительных площадок по табл. 12.8 категория грунта назначается в зависимости от типа грунта и его физических свойств, в частности плотности, влажности, консистенции.

При возможности местного замачивания грунтов в основании здания необходимо учитывать изменения прочностных свойств грунтов, и расчет основания по несущей способности на особое сочетание нагрузок с учетом

сейсмических воздействий производить с использованием характеристик грунта в замоченном состоянии.

Уточнение сейсмичности строительных площадок зданий и сооружений по табл. 12.7 производится без учета глубины заложения и типа фундамента. Устройство свайного фундамента оказывает благоприятное воздействие на сейсмостойкость основания, однако сейсмичность площадки при этом не снижается.

Табл. 12.8 учитывает влияние грунтовых условий в основании здания или сооружения на интенсивность сейсмических колебаний, выражаемую в баллах, но это влияние сказывается также и на частотном составе сейсмиче-

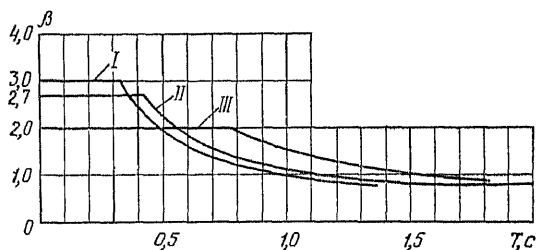


Рис. 12.9. Зависимость коэффициента динамичности от периодов свободных колебаний зданий или сооружений

I—III — категории грунта

ских колебаний, передаваемых от грунта зданию или сооружению, и на проявлении их резонансных колебаний, что учтено коэффициентом динамичности β , зависящим от периодов собственных колебаний T зданий или сооружений (рис. 12.9):

для грунтов I категории

$$\beta = 1/T \text{ (но не более 3);} \quad (12.47)$$

для грунтов II категории

$$\beta = 1,1/T \text{ (но не более 2,7);} \quad (12.48)$$

для грунтов III категории

$$\beta = 1,5/T \text{ (но не более 2).} \quad (12.49)$$

Во всех трех случаях минимальные значения β принимаются равными 0,8.

12.2.3. Влияние упругой податливости основания на периоды свободных колебаний зданий и сооружений

Влияние податливости основания на динамические характеристики здания (периоды и формы свободных колебаний) зависит от отношения жесткостей наземной и подземной частей здания (изгибной и сдвиговой жесткости конструкций наземной части здания и жесткости основания при сдвиге и повороте фундамента).

Упругая податливость основания при определении периодов свободных колебаний зданий учитывается коэффициентом упругой податливости основания ξ_i , зависящим от отношения этих жесткостей к периоду свободных колебаний здания, определяемому в предположении абсолютно жесткой заделки здания в основании.

Изложенные ниже рекомендации по определению периодов свободных колебаний распространяются на все типы зданий и сооружений, расчетная схема которых может быть представлена в виде консольного стержня с равномерно распределенной по высоте массой либо с различным числом сосредоточенных

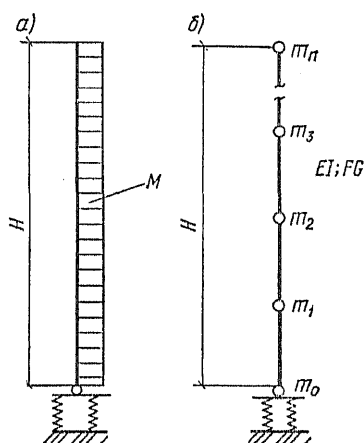


Рис. 12.10. Расчетная схема здания
а — с равномерно распределенной массой M/H ; б — с n сосредоточенными равными массами m_0, \dots, m_n

масс, включающих массу фундамента (рис. 12.10).

Период свободных колебаний здания при учете податливости основания T_i определяется по формуле

$$T_i = T_{i\infty} / \xi_i, \quad (12.50)$$

где $T_{i\infty}$ — период свободных колебаний i -го тона для зданий и сооружений с абсолютно жесткой заделкой в основании; ξ_i — коэффициент упругой податливости основания.

Коэффициент ξ_i определяется по приведенным на рис. 12.11—12.13 кривым в зависимости от параметров u , v и λ , вычисляемым по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{k_1 k_x H}{AG \gamma_w}; & v &= \frac{k_1 k_\varphi}{AG H \gamma_w}; \\ \lambda &= \frac{k_1 EI}{AG H^2 \gamma_w}, \end{aligned} \right\} (12.51)$$

где k_x и k_φ — коэффициенты жесткости основания при упругом равномерном сдвиге и упругом неравномерном сжатии (повороте подошвы фундамента относительно продольной оси здания); E и G — модуль упругости и модуль сдвига материала стен; A и I —

площадь и момент инерции поперечного сечения стен здания относительно продольной оси; H — высота здания от планировочной отметки; k_1 и γ_w — коэффициенты, учитывающие влияние формы сечения и проемности стен.

Для предварительной оценки параметры u , v и λ могут быть определены по формулам:

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{\alpha_1}{\beta_0} C_z H; & v &= \frac{\alpha_1}{\beta_0} C_z \frac{b^2}{4H}; \\ \lambda &= \frac{\alpha_2}{\gamma H^2}, \end{aligned} \right\} (12.52)$$

где $\alpha_1 = A_0/A$; $\alpha_2 = I/A$; C_z — коэффициент упругого равномерного сжатия грунта; b — ширина здания; A_0 — площадь здания по внешнему контуру фундамента; β_0 — коэффициент, принимаемый равным: для железобетонных зданий $30 \cdot 10^4$ Н/м²; для кирпичных зданий $3 \cdot 10^4$ Н/м²; γ — коэффициент, принимаемый равным: для железобетонных зданий 0,1; для кирпичных зданий 0,06.

При $u \geq 5$ и $v \geq 5$ податливость основания при определении периодов свободных колебаний зданий можно не учитывать. Погрешность при этом составляет не более 20 %.

Коэффициенты жесткости основания k_x и k_φ необходимые для вычисления параметров u , v и λ в формулах (12.51), для различных типов фундаментов определяются следующим образом:

а) для фундаментов из перекрестных лент с учетом того, что отношение меньшего размера выреза к ширине ленты для большинства жилых и общественных зданий, как правило, не превышает 10, значения коэффициентов k_x и k_φ допускается определять как для сплошного фундамента с размерами, соответствующими размерам здания по внешнему контуру ленточного фундамента:

$$k_x = 0,7 C_z A_0; \quad (12.53)$$

$$k_\varphi = k C_z I_0, \quad (12.54)$$

где A_0 и I_0 — площадь подошвы сплошного фундамента и ее момент инерции относительно продольной оси; k — коэффициент формы фундамента, определяемый по рис. 12.14 в зависимости от отношения длины сплошного фундамента l к его ширине b ;

б) для фундаментов столбчатых при $l_m/b < 2,5$ (где l_m — наименьшее расстояние между соседними фундаментами, а b — сторона фундамента в том же направлении) коэффициенты жесткости основания k_x и k_φ определяются как для сплошного фундамента по формулам (12.53) и (12.54); при $l_m/b \geq 2,5$ коэффициенты жесткости следует определять как сумму жесткостей отдельных фундаментов в соответствии со схемой их расположения;

в) для свайных фундаментов (с низким ростверком) коэффициенты жесткости k_x и k_φ следует определять как для ленточных или столбчатых фундаментов в зависимости от типа ростверка без учета жесткости свай или, при необходимости более точного расчета, по формулам, приведенным в п. 9.2.

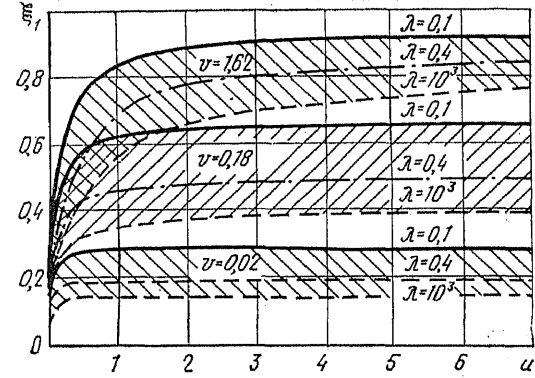
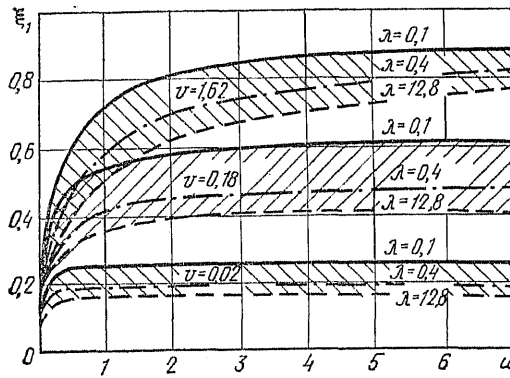
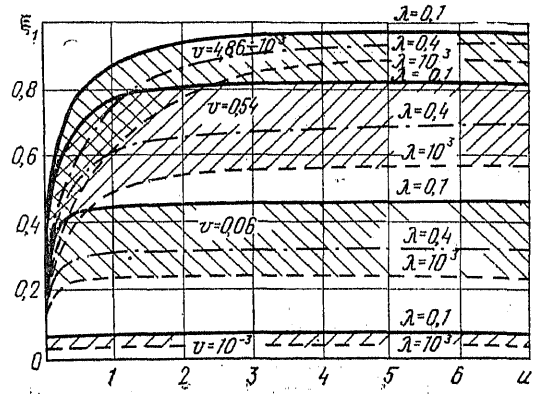
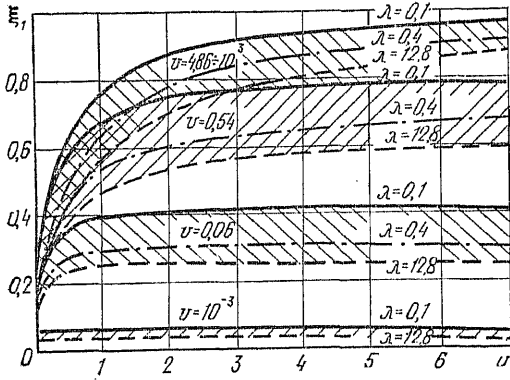


Рис. 12.11. Значения коэффициента ξ_1 для зданий с равномерно распределенной массой и с числом сосредоточенных масс больше двух

Рис. 12.12. Значения коэффициента ξ_1 для зданий с двумя сосредоточенными массами

Пример 12.5. Требуется определить период свободных колебаний крупнопанельного здания с учетом податливости основания. Расчетная схема здания — консольный стержень с равномерно распределенной по высоте массой. Высота здания $H=27$ м; ширина $b=12$ м; длина $l=80$ м; равномерно распределенная масса по высоте здания $m=3,5 \cdot 10^2$ кг/м. Площадь стен здания в плане $A=120$ м²; момент инерции площади сечения стен здания $I=500$ м⁴. Фундаменты ленточные (перекрестные) с расстоянием между поперечными осями 2,6 и 3,2 м и шириной ленты 0,4 м. Расчетная площадь подошвы фундамента, определенная как для сплошной плиты, $A_0=960$ м²; момент инерции площади подошвы фундамента $I_0=12 \cdot 10^3$ м⁴; коэффициенты проницаемости стен $\nu_w=0,64$ и формы сечения стен $k_1=2,4$. Модуль упругости материала стен при сжатии $E_{тл}=2 \cdot 10^{10}$ Па, при сдвиге $G=0,8 \cdot 10^{10}$ Па. Грунт в основании здания представлен суглинком $E=270 \cdot 10^3$ Па.

Решение. Коэффициент упругого равномерного сжатия грунта определяем по формуле

$$C_2 = b_0 E (1 + \sqrt{10/A}) = 1,2 \cdot 270 \cdot 10^3 (1 + \sqrt{10/200}) = 40 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2,$$

где $b_0=1,2$ (для суглинка), а площадь подошвы A , принимается равной 200 м².

Коэффициенты жесткости основания находим по зависимостям (12.53) и (12.54) (при $k=4,55$, определенному по рис. 12.14 при отношении сторон фундамента $l/b=6,65$):

$$k_x = 0,7 \cdot 40 \cdot 10^6 \cdot 960 = 27 \cdot 10^9 \text{ Н/м};$$

$$k_\phi = 4,55 \cdot 40 \cdot 10^6 \cdot 12 \cdot 10^3 = 218 \cdot 10^{10} \text{ Н.м.}$$

Параметры u , v и λ вычисляем по формулам (12.51):

$$u = \frac{2,4 \cdot 27 \cdot 10^9 \cdot 27}{120 \cdot 0,8 \cdot 10^{10} \cdot 0,64} = 2,84;$$

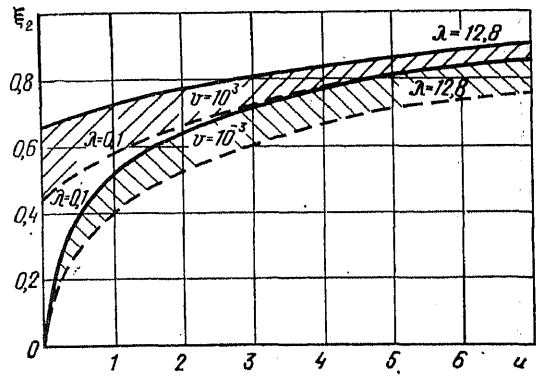


Рис. 12.13. Значения коэффициента ξ_2 для зданий с равномерно распределенной массой и с числом сосредоточенных масс больше двух

$$v = \frac{2,4 \cdot 218 \cdot 10^{10}}{120 \cdot 0,8 \cdot 10^{10} \cdot 27 \cdot 0,64} = 0,315;$$

$$\lambda = \frac{2,4 \cdot 2 \cdot 10^{10} \cdot 500}{120 \cdot 0,8 \cdot 10^{10} \cdot 27^2 \cdot 0,64} = 0,054.$$

В соответствии с рис. 12.11 коэффициент податливости основания для первой формы колебаний $\xi_1=0,7$.

Период первого тона свободных колебаний здания, определенный в предположении абсолютно жесткой заделки основания с учетом деформаций изгиба и сдвига, равен $T_{\infty}=0,285$ с. Период первого тона свободных колебаний здания с учетом податливости основания находим по формуле (12.50):

$$T_1 = 0,285/0,7 = 0,41 \text{ с.}$$

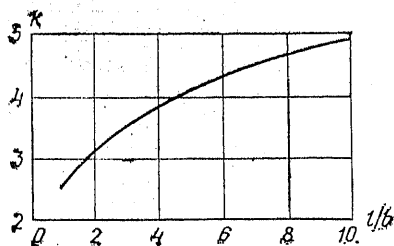


Рис. 12.14. Зависимость коэффициента k от отношения длины фундамента к его ширине

12.2.4. Принципы расчета и требования по конструированию сейсмостойких оснований и фундаментов¹

Обеспечение сейсмостойкости основания включает определение передающихся на фундамент нагрузок и последующий квазистатический расчет на эти нагрузки несущей способности основания и фундамента с учетом сил инерции, возникающих в грунте при сейсмических колебаниях, и их влияния на несущую способность грунта.

Предварительные размеры фундаментов и глубина заложения их подошвы определяются без учета сейсмических воздействий (в соответствии с гл. 5) на основное сочетание нагрузок. Последующее уточнение размеров фундаментов с учетом сейсмических нагрузок осуществляется расчетом несущей способности оснований и фундаментов в соответствии с указаниями данной главы.

Глубина заложения фундаментов при грунтах I и II категории по сейсмическим свойствам (см. табл. 12.7) принимается такой же, как и для несейсмических районов. При грунтах III категории по сейсмическим свойствам рекомендуется принимать специальные меры по устройству надежного основания, в том числе водопонижение и искусственное упрочнение грунтов (уплотнение, химическое закрепление и пр.).

Для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей. Подвалы следует располагать, как правило, под всем отсеком здания. При необходимости устройства подвалов под отдельными частями отсека должно соблюдаться условие симметрии расположения подвалов в плане относительно обеих горизонтальных осей отсека. Переход от подвальной части здания к бесподвальной делается уступами.

Фундаменты здания или его отсека, как

правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более углубленной части к менее углубленной делается уступами. Уступы должны быть не более 1:2, а высота уступа не должна превышать 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1 м от шва.

При необходимости заложения на разных уровнях рядом стоящих столбчатых фундаментов следует выполнять условие

$$\Delta H/a \leq \operatorname{tg} \psi, \quad (12.55)$$

где ΔH — разность отметок фундаментов; a — расстояние в плане от ближней границы дна котлована более заглубленного фундамента до края фундамента с меньшей глубиной заложения; ψ — угол сдвига, определяемый по формуле

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg}(\varphi - \Delta\varphi) + c/p, \quad (12.56)$$

здесь φ — расчетное значение угла внутреннего трения грунта; $\Delta\varphi$ — условное уменьшение φ , учитываемое действие сил инерции грунта и принимаемое: при сейсмичности 7 баллов $\Delta\varphi=2^\circ$, 8 баллов $\Delta\varphi=4^\circ$ и 9 баллов $\Delta\varphi=7^\circ$; c — расчетное значение удельного сцепления грунта; p — среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента при особом сочетании нагрузок.

Столбчатые фундаменты под колонны, разделенные осадочным швом, должны располагаться на одном уровне.

Все эти рекомендации не распространяются на скальные основания.

Если отдельные фундаменты колонн каркасных зданий не могут воспринимать сдвигающие усилия от сейсмической нагрузки, их необходимо соединить с соседними фундаментами. В качестве таких связей могут быть использованы фундаментные балки, над стыками которых с фундаментами следует укладывать симметрично оси ряда сетки длиной 2 м из арматуры диаметром 8—10 мм с шагом продольных стержней 100 мм и поперечных 200 мм.

Для зданий повышенной этажности (более 5 этажей) на основаниях из нескальных грунтов рекомендуется устраивать фундаменты в виде перекрестных железобетонных лент или сплошной плиты.

В фундаментах и стенах подвалов из крупных блоков должна быть выполнена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях. Глубина перевязки блоков принимается не менее $1/3$ их высоты. Все вертикальные и горизонтальные швы необходимо тщательно заполнить раствором марки не ниже 25. В зданиях с расчетной сейсмичностью 9 баллов углы и пересечения стен должны быть усилены путем закладок в горизонтальные швы арматурных сеток.

По верху сборных ленточных фундаментов

¹ Пункт 12.2.4 составлен канд. техн. наук Л. Р. Ставницером.

следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм с продольной арматурой диаметром 10 мм в количестве, зависящем от расчетной сейсмичности: при 7 баллах — три стержня, при 8 баллах — четыре стержня и при 9 баллах — шесть стержней (или эквивалентное им по сечению число стержней других диаметров). Через 300—400 мм продольные стержни должны быть связаны поперечными стержнями диаметром 6 мм.

На скальных грунтах для зданий с расчетной сейсмичностью 7 и 8 баллов не требуется выполнения дополнительных конструктивных мероприятий по увеличению сейсмостойкости сборных ленточных фундаментов и стен подвалов, за исключением случаев, когда эти мероприятия необходимы по расчету.

Вечномерзлые грунты рекомендуется использовать в качестве основания, как правило, по принципу I согласно СНиП II-18-76. При невозможности (по техническим или иным причинам) использования этих грунтов в качестве основания по принципу I допустимо их использовать по принципу II при условии опирания фундаментов на скальные, крупнообломочные и другие малосжимаемые грунты или на предварительно оттаявшие и при необходимости уплотненные или закрепленные грунты. При использовании в качестве основания пластичномерзлых грунтов их расчетное сопротивление сдвигу по поверхности смерзания с фундаментом и расчетное сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи или под подошвой столбчатого фундамента вычисляются с учетом понижающего коэффициента условий работы, который, в свою очередь, находят по СНиП II-18-76.

12.2.5. Сейсмостойкость фундаментов на естественных основаниях¹

Расчет несущей способности оснований при особом сочетании нагрузок производится для обеспечения прочности скальных грунтов и устойчивости нескальных грунтов, а также исключения сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Выполнение этих условий предусматривает сохранность строительных конструкций, выход из строя которых угрожает обрушением здания или его частей. При этом допускаются повреждения элементов конструкций, не угрожающие безопасности людей или сохранности ценного оборудования. Деформации основания (абсолютные и неравномерные осадки, крены) могут превышать предельные значения, допустимые при основном

сочетании нагрузок, и поэтому при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий расчету не подлежат.

Расчет оснований по несущей способности производится на основании условия

$$N_a \leq \gamma_{с.е.г} N_{и.е.г} / \gamma_n, \quad (12.57)$$

где N_a — вертикальная составляющая расчетной внецентренной нагрузки в особом сочетании; $N_{и.е.г}$ — вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях; $\gamma_{с.е.г}$ — сейсмический коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0, 0,8 и 0,6 для грунтов соответственно I, II и III категории по сейсмическим свойствам (см. табл. 12.7), причем для зданий и сооружений, возводимых в районах с повторяемостью землетрясений 1, 2 и 3, значение $\gamma_{с.е.г}$ следует умножить на 0,85, 1,0 и 1,15 соответственно (повторяемость землетрясений в рассматриваемом районе определяется в соответствии с главой СНиП II-7-81); γ_n — коэффициент надежности по назначению, принимаемый по указаниям гл. 5.

Несущая способность (прочность) основания из скальных грунтов определяется на внецентренное действие вертикальной составляющей нагрузки. Наклон равнодействующей сил, приложенных к основанию при особом сочетании нагрузок, можно не учитывать при условии выполнения расчета фундамента на сдвиг по подошве.

При расчете несущей способности (потери устойчивости) основания из нескальных грунтов необходимо учитывать возможность образования в грунте поверхности скольжения, при этом соотношение между нормальными и касательными напряжениями по всей поверхности скольжения должно соответствовать предельному состоянию грунта и характеризуется расчетными значениями угла внутреннего трения и удельного сцепления.

Несущая способность основания характеризуется предельной нагрузкой, соответствующей потере устойчивости грунта при сейсмических колебаниях. При вычислении этой нагрузки должны быть учтены не только напряжения в грунте от его собственного веса и внешних нагрузок на основание, но и динамические напряжения, возникающие при распространении сейсмических волн и обусловленные действием объемных сил инерции грунта.

Горизонтальная составляющая нагрузки учитывается лишь при проверках устойчивости зданий на опрокидывание и сдвиг по подошве фундамента, что почти всегда удовлетворяется. Проверка на сдвиг по подошве является обязательной при наличии длительно действующих горизонтальных нагрузок в основном сочетании. В этом случае учитывается трение подошвы фундамента о грунт, а коэффициент надежности, представляющий собой отношение удерживающих и сдвигающих сил, принимается равным не менее 1,5.

При общепринятом в теории сейсмостой-

¹ Пункт 12.2.5. составлен канд. техн. наук Л. Р. Ставницером.

кости сооружений горизонтальном направлении сейсмических сил инерции грунта, расположенного выше и ниже подошвы фундамента, ор-

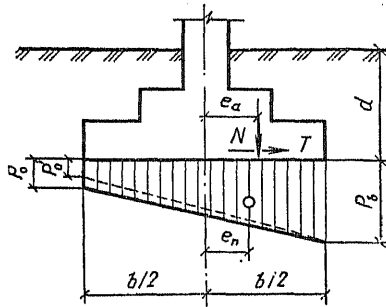


Рис. 12.15. Эпюра предельного давления под подошвой фундамента

динаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 12.15) определяются по формулам:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) \frac{c_1}{\text{tg } \varphi_1}; \quad (12.58)$$

$$p_b = p_0 + \xi_v \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3), \quad (12.59)$$

где ξ_q , ξ_c и ξ_v — коэффициенты, зависящие от соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента; F_1 , F_2 и F_3 — коэффициенты, определяемые по рис. 12.16 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения φ_1 ; γ_1 и γ_1' — соответственно расчетные значения удельного веса слоев грунта, находящихся выше и ниже подошвы фундамента (в необходимых случаях определяются с учетом взвешивающего действия подземных вод); d — глубина заложения фундаментов (при неодинаковой вертикальной пригрузке с разных сторон фундамента

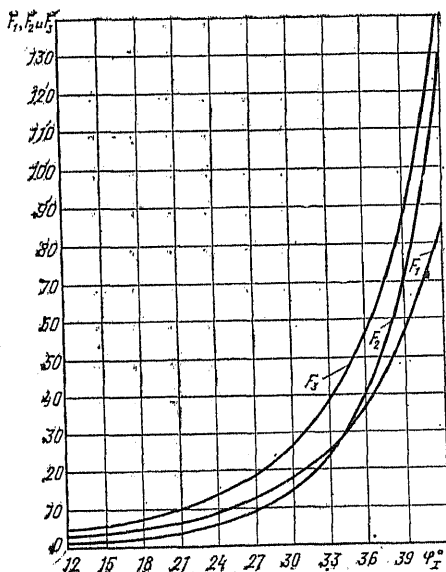


Рис. 12.16. Зависимости F_1 , F_2 и F_3 от угла внутреннего трения

принимается значение d со стороны наименьшей пригрузки, например со стороны подвала); b — ширина подошвы фундамента; c_1 — расчетное значение удельного сцепления грунта; k_{eq} — коэффициент, значение которого принимается равным 0,1 при расчетной сейсмичности 7 баллов; 0,2 при 8 баллах и 0,4 при 9 баллах.

Коэффициенты влияния соотношения сторон подошвы фундамента вычисляются по следующим выражениям:

$$\xi_q = 1 + 1,5b/l; \quad \xi_c = 1 + 0,3b/l; \quad (12.60)$$

$$\xi_v = 1 - 0,25b/l,$$

где l — длина фундамента в направлении, перпендикулярном расчетному.

Формулы (12.60) применимы при условии $1 \geq b/l \geq 0,2$. Если $b/l < 0,2$, фундамент следует рассчитывать как ленточный. Если $b/l > 1$, коэффициенты влияния соотношения сторон принимаются:

$$\xi_q = 2,5; \quad \xi_c = 1,3; \quad \xi_v = 0,75, \quad (12.61)$$

однако при этом необходимо произвести дополнительную проверку устойчивости основания в поперечном направлении.

Для ленточных фундаментов следует считать $\xi_q = \xi_c = \xi_v = 1$. Эксцентриситет расчетной нагрузки e_a и эксцентриситет эпюры предельного давления e_n определяются выражениями:

$$e_a = M_a/N_a; \quad (12.62)$$

$$e_n = \frac{b}{6} \frac{p_b - p_0}{p_b + p_0}, \quad (12.63)$$

где N_a и M_a — вертикальная составляющая расчетной нагрузки и момент, приведенные к подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

Величины e_a и e_n рассматриваются с одинаковым знаком, т. е. направлены в одну сторону от вертикальной оси симметрии фундамента, так как минимум несущей способности основания наблюдается при сдвиге в сторону, противоположную эксцентриситету нагрузки.

При $e_a \leq e_n$ предельное сопротивление основания находится по формуле

$$N_{u,eq} = \frac{1}{2} bl (p_0 + p_b). \quad (12.64)$$

При $e_a > e_n$ учитывается не вся эпюра предельного давления, ординаты которой определены по формулам (12.58) и (12.59), а лишь усеченная ее часть, показанная на рис. 12.15 пунктиром. Максимальная ордината p_b этой усеченной эпюры совпадает с исходной, а минимальная p_0' имеет меньшее значение, чем p_0 , и вычисляется по формуле

$$p_0' = \frac{1 - 6e_a/b}{1 + 6e_a/b} p_b, \quad (12.65)$$

которая получена таким образом, чтобы эксцентриситет усеченной эпюры предельного давления совпадал с заданным эксцентриситетом

нагрузки. Погрешность расчета при этом приеме идет в запас прочности основания, так как усеченная эпюра находится в пределах теоретической.

После подстановки в формулу (12.64) вместо p_0 выражения (12.65) получаем формулу нижней границы предельного сопротивления основания при $e_a > e_n$:

$$N_{u.eq} = \frac{blp_b}{1 + 6e_a/b}. \quad (12.66)$$

При расчете сейсмостойкости для ленточного фундамента нагрузка и несущая способность в формуле (12.57) определяются для единицы его длины ($l=1$).

При расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий допускается неполное опирание подошвы фундамента на грунт (частичный отрыв), если выполнены следующие условия: эксцентриситет расчетной нагрузки не превышает одной трети ширины фундамента в плоскости опрокидывающего момента

$$e_a \leq b/3; \quad (12.67)$$

расчет несущей способности основания производится для условной ширины фундамента b_c , равной ширине зоны сжатия под подошвой фундамента (при $e_a \geq b/6$)

$$b_c = 3(b/2 - e_a); \quad (12.68)$$

максимальное расчетное напряжение под подошвой фундамента σ_{max} , вычисленное с учетом неполного опирания фундамента на грунт, не должно превышать крайней ординаты эпюры предельного давления

$$\sigma_{max} = \frac{2N_a}{3l(b/2 - e_a)} \leq p_b, \quad (12.69)$$

где p_b — определяется по формуле (12.59), но для фундамента, имеющего условную ширину b_c .

Эксцентриситеты нагрузки и треугольной усеченной эпюры предельного давления при частичном отрыве подошвы фундамента совпадают и равны $b_c/6$, поэтому формула (12.66) имеет вид:

$$N_{u.eq} = blp_b/2. \quad (12.70)$$

При одновременном действии на фундамент системы сил и моментов во взаимно перпендикулярных вертикальных плоскостях расчет несущей способности основания на особое сочетание нагрузок производится раздельно на действие сил в каждом направлении, независимо друг от друга.

Пример 12.6. Рассчитать несущую способность основания ленточного фундамента. По расчету на основное сочетание нагрузок ширина подошвы фундамента принята $b=6$ м при глубине заложения $d=2$ м. Фундамент опирается на основание, сложенное пылеватым влажным песком, для которого определены следующие значения расчетных характеристик: удель-

ный вес грунта $\gamma_1=1,5 \cdot 10^4$ Н/м³; угол внутреннего трения $\varphi_1=26^\circ$; удельное сцепление $c_1=0,4 \cdot 10^4$ Н/м²; удельный вес насыпного грунта выше подошвы фундамента $\gamma_1=1,2 \cdot 10^4$ Н/м³. При особом сочетании нагрузок с учетом сейсмического воздействия интенсивностью 9 баллов к подошве фундамента приложены вертикальная нагрузка $N_a=104 \cdot 10^4$ Н/м, горизонтальная нагрузка $T=13 \cdot 10^4$ Н/м и момент $M_a=98 \times 10^4$ Н·м/м. Необходимо рассчитать основание по первому предельному состоянию.

Решение. По рис. 12.16 определяем: $F_1=12$; $F_2=8,2$; $F_3=16,8$ и принимаем $k_{eq}=0,2$. Ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы ленточного фундамента вычисляем по формулам (12.58) и (12.59):

$$p_0 = 1 \cdot 12 \cdot 1,2 \cdot 10^4 + (12 - 1) 0,4 \cdot 10^4 / 0,49 = 45 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 45 \cdot 10^4 + 1 \cdot 1,5 \cdot 10^4 \cdot 6 (8,2 - 0,2 \cdot 16,8) =$$

$$= 80,3 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Эксцентриситеты расчетной нагрузки и эпюры предельного давления находим по формулам (12.62) и (12.63):

$$e_a = \frac{98 \cdot 10^4}{104 \cdot 10^4} = 0,94 \text{ м.}$$

$$e_n = \frac{6(80,3 - 45) 10^4}{6(80,3 + 45) 10^4} = 0,28 \text{ м.}$$

Величина $e_a < b/6$, следовательно, подошва фундамента опирается на грунт полностью.

Так как $e_n < e_a$, предельное сопротивление основания определяем по формуле (12.65):

$$N_{u.eq} = \frac{6 \cdot 1 \cdot 80,3 \cdot 10^4}{1 + 6 \cdot 0,94/6} = 248 \cdot 10^4 \text{ Н/м.}$$

Принимаем $\gamma_{c.eq} = 0,8$ и по формуле (12.57) окончательно получаем:

$$N_a = 104 \cdot 10^4 \text{ Н/м} < 0,8 \cdot 248 \cdot 10^4 / 1,2 = 166 \cdot 10^4 \text{ Н/м.}$$

Следовательно, принятые по расчету на основное сочетание нагрузок размеры фундамента со значительным запасом удовлетворяют проверке по первому предельному состоянию при особом сочетании нагрузок.

Пример 12.7. Рассчитать несущую способность основания столбчатого фундамента, подошва которого имеет размеры $b=2,8$ м, $l=4,4$ м и на глубине $d=1,8$ м опирается на основание, сложенное глинистым грунтом, имеющим следующие расчетные характеристики: $\gamma_1=1,63 \cdot 10^4$ Н/м³; $\varphi_1=23^\circ$; $c_1=1,2 \cdot 10^4$ Н/м². Удельный вес грунта выше подошвы фундамента

$\gamma_1=1,55 \cdot 10^4$ Н/м³. Основание рассчитываем по первому предельному состоянию на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмичности 7 баллов. К основанию фундамента приложены вертикальная нагрузка $N_a=296 \cdot 10^4$ Н, горизонтальная нагрузка $T=38 \cdot 10^4$ Н и момент $M_a=215 \cdot 10^4$ Н·м.

Решение. По формуле (12.62) определяем эксцентриситет расчетной нагрузки:

$$e_a = \frac{215 \cdot 10^4}{296 \cdot 10^4} = 0,73 \text{ м.}$$

Условие (12.67) при этом выполняется ($e_a < b/3 = 0,93$ м), однако есть частичный отрыв подошвы, так как $e_a > b/6 = 0,47$ м, поэтому в соответствии с формулой (12.68) расчет необходимо проводить для условной ширины фундамента

$$b_c = 3(2,8/2 - 0,73) = 2,01 \text{ м.}$$

По рис. 12.16 и по формулам (12.60) находим:

$$F_1 = 8,4; \quad F_2 = 5,4; \quad F_3 = 12,7;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 \cdot 2,01/4,4 = 1,69;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 \cdot 2,01/4,4 = 1,14;$$

$$\xi_p = 1 - 0,25 \cdot 2,01/4,4 = 0,89.$$

Ординаты эпюры предельного давления при $k_{eq}=0,1$ вычисляем по формулам (12.58) и (12.59):

$$p_b = 1,69 \cdot 8,4 \cdot 1,55 \cdot 10^4 \cdot 1,8 + 1,14 (8,4 - 1) 1,2 \cdot 10^4 / 0,42 = 65,9 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 65,9 \cdot 10^4 + 0,89 \cdot 1,63 \cdot 10^4 \cdot 2,01 \times \\ \times (5,4 - 0,1 \cdot 12,7) = 77,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2.$$

Максимальное напряжение под краем подошвы фундамента по формуле (12.69)

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 296 \cdot 10^4}{3 \cdot 4,4 (2,8/2 - 0,73)} = 67,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2 < p_b,$$

т. е. условие (12.69) выполняется.

Находим по формуле (12.63) эксцентриситет эпюры предельного давления:

$$e_n = \frac{2,01}{6} \frac{(77,4 - 65,9) 10^4}{(77,4 + 65,9) 10^4} = 0,027 \text{ м.}$$

При $e_n < e_a$ предельное сопротивление основания вычисляем по формуле (12.70):

$$N_{u.eq} = 2,01 \cdot 477,4 \cdot 10^4 / 2 = 342 \cdot 10^4 \text{ Н.}$$

Принимая $\gamma_{c.eq} = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$ и $\gamma_n = 1,15$, получаем:

$$N_a = 296 \cdot 10^4 \text{ Н} > 0,92 \cdot 342 \cdot 10^4 / 1,15 = 274 \cdot 10^4 \text{ Н.}$$

Следовательно, устойчивость основания не обеспечена и требуется увеличить размеры фундамента.

Принимаем $b = 3$ м, оставляя другие размеры фундамента прежними. Тогда

$$b_c = 3 (3/2 - 0,73) = 2,31 \text{ м};$$

$$\xi_q = 1 + 1,5 \cdot 2,31 / 4,4 = 1,79;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3 \cdot 2,31 / 4,4 = 1,16;$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \cdot 2,31 / 4,4 = 0,87;$$

$$p_b = 1,79 \cdot 8,4 \cdot 1,55 \cdot 10^4 \cdot 1,8 + 1,16 (8,4 - 1) \times \\ \times 1,2 \cdot 10^4 / 0,42 = 68,6 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$p_b = 68,6 \cdot 10^4 + 0,87 \cdot 1,63 \cdot 10^4 \cdot 2,31 (5,4 - 0,1 \cdot 12,7) = \\ = 81,4 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 296 \cdot 10^4}{4,4 \cdot 2,31} = 58,3 \cdot 10^4 \text{ Н/м}^2 < p_b;$$

$$e_n = \frac{2,31}{6} \frac{(81,4 - 68,6) 10^4}{(81,4 + 68,6) 10^4} = 0,034 \text{ м} < e_a;$$

$$N_{u.eq} = 2,31 \cdot 4 \cdot 81,4 \cdot 10^4 / 2 = 414 \cdot 10^4 \text{ Н};$$

$$N_a = 296 \cdot 10^4 \text{ Н} < 0,92 \cdot 414 \cdot 10^4 / 1,15 = 330 \cdot 10^4 \text{ Н,}$$

т. е. в этом случае надежность основания достаточна.

Примечание. При изменении ширины подошвы столбчатого фундамента в примере расчета не учтено некоторое возрастание вертикальной нагрузки, так как в данном случае оно относительно мало и не приводит к нарушению условия (12.57) при ширине подошвы 3 м.

12.2.6. Сейсмостойкость свайных фундаментов

Область применения свайных фундаментов в сейсмических районах в основном та же, что и в несейсмических, т. е. свайные фундаменты в условиях сейсмике применяются в аналогичных грунтах и для тех же нагрузок на фундаменты, что и в несейсмических районах. Как и в статических условиях, для принятия окончательного варианта фундамента для сейсмических районов необходимо провести технико-экономическое сравнение вариантов.

При проектировании свайных фундаментов в сейсмических районах нижние концы свай следует опирать на скальные грунты, крупно-

обломочные грунты, плотные и средней плотности песчаные грунты, твердые, полутвердые и тугопластичные глинистые грунты. Опирание нижних концов свай в сейсмических районах на рыхлые водонасыщенные пески, глинистые грунты мягкопластичной, текучеэластичной и текучей консистенции не допускается.

Опирание свай на наклонные пласты скальных и крупнообломочных пород допускается в том случае, если устойчивость при сейсмических воздействиях массива грунта, расположенного на указанных породах, обеспечивается не за счет свайного фундамента и если при этом исключается возможность проскальзывания нижних концов свай. Допускается опирание свай на плотные и средней плотности водонасыщенные пески, при этом их несущая способность, как правило, должна определяться по результатам полевых испытаний свай на имитированные сейсмические воздействия.

Величина заглубления в грунт свай в сейсмических районах должна быть не менее 4 м, за исключением случаев их опирания на скальные грунты.

Набивные сваи в сейсмических районах следует устраивать в маловлажных устойчивых связных грунтах при диаметре свай не менее 40 см и отношении их длины к диаметру не более 25. При этом необходимо вести строгий контроль за качеством изготовления свай, гарантирующий точное соответствие их формы и размеров с проектом. Как исключение допускается прорезание слоев водонасыщенных грунтов с применением извлекаемых обсадных труб или глинистого раствора. В структурно-неустойчивых грунтах применять набивные сваи можно только с обсадными оставляемыми трубами. Армирование набивных свай в сейсмических районах является обязательным, при этом минимальный процент армирования должен приниматься равным 0,05.

При проектировании фундаментов из набивных свай в сейсмических районах предпочтение следует отдавать набивным сваям, при изготовлении которых в их основание втрамбовывают щебень, гравий, жесткий бетон и т. п.

А. РАСЧЕТ ЗАБИВНЫХ И НАБИВНЫХ СВАЙ

Расчет свайных фундаментов зданий и сооружений с учетом сейсмических воздействий производится на особое сочетание нагрузок (включая сейсмическое воздействие) по предельному состоянию первой группы и предусматривает:

определение несущей способности свай на вертикальную нагрузку;

проверку свай по сопротивлению материала

ла на совместное действие расчетных усилий: нормальной силы, изгибающего момента и перерезывающей силы;

проверку устойчивости свай по условию ограничения давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай.

Для фундаментов с высоким свайным ростверком расчетные значения сейсмических сил следует определять как для зданий или сооружений с гибкой нижней частью, увеличивая коэффициент динамичности β_i (определяемый согласно требованиям главы СНиП II-7-81) в 1,5 раза, если период колебаний основного тона составляет 0,4 с и более. При этом значение коэффициента динамичности β_i должно быть не более 3 и не менее 1,2.

Для свай-стоек несущая способность на действие вдавливающей нагрузки определяется так же, как и в условиях статики, без введения понижающих коэффициентов.

Несущая способность Φ_c^p забивной призматической и набивной свай, работающей на осевую сжимающую нагрузку, с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле

$$\Phi_c^p = \gamma_c (\gamma_{eq} \gamma_R R A_p + u_p \sum_{h_p} \gamma_{eqi} \gamma_f f_i l_{pi}) \quad (12.71)$$

где γ_c — коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый равным 1; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай; A_p — площадь опирания на грунт свай, принимаемая по площади поперечного сечения свай брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру; u_p — наружный периметр поперечного сечения свай; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай (учитывается, начиная с глубины h_p); l_{pi} — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью; γ_{eq} , γ_{eqi} — коэффициенты условий работы, учитывающие влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта под нижним концом и на боковой поверхности свай в i -м слое грунта (табл. 12.8); h_p — глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности свай; d_p — глубина погружения свай в грунт; γ_R , γ_f — коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения или устройства свай на расчетные сопротивления грунта.

Глубина, до которой не учитывается сопротивление грунта на боковой поверхности свай, определяется по формулам:

$$\text{для забивной свай} \quad h_p = 4/\alpha_d; \quad (12.72)$$

для набивной свай (h_p принимается не более ξ_1/α_1)

$$h_p = \frac{0,2\xi_1}{\alpha_d} \left(\frac{2,5\alpha_d \xi_2 F_h^* \cos \varphi_1}{b_p' \frac{\xi_3}{\alpha_d} \gamma_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + \alpha_1} - 1 \right), \quad (12.73)$$

ТАБЛИЦА 12.8. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ γ_{eq} И γ_{eqi} ДЛЯ ЗАБИВНЫХ (НАД ЧЕРТОЙ) И ДЛЯ НАБИВНЫХ (ПОД ЧЕРТОЙ) СВАЙ

Грунты	Коэффициент	Значения коэффициентов при расчетной сейсмичности, баллы		
		7	8	9
Маловлажные пески средней плотности и плотные	γ_{eq} и γ_{eqi}	0,95	0,85	0,75
		—	—	—
Глинистые с консистенцией: твердой	γ_{eq}	1	0,95	0,85
		1	0,95	0,8
полутвердой и тугопластичной	γ_{eq} и γ_{eqi}	0,95	0,9	0,85
		0,9	0,8	0,65
мягкопластичной	γ_{eq}	0,85	0,86	0,7
		0,8	0,7	0,6
текучепластичной	γ_{eqi}	0,75	0,7	0,6
		0,75	0,65	0,5

где α_d — коэффициент деформации, m^{-1} , системы «свай-грунт»; при расчете свайных фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий определяется по результатам выполненных форсированным методом испытаний одиночных свай горизонтальной статической нагрузкой; при прорезании сваями однородных слоев грунта с поверхности до глубины не менее 4 м можно определять коэффициент α_d по указаниям гл. 8; $F_h = F_h + \xi_1 \alpha_d M$ (здесь F_h и M — расчетные значения горизонтальной силы и изгибающего момента, приложенных к свае на уровне поверхности грунта); ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 — безразмерные коэффициенты (табл. 12.9); φ_1 — расчетный угол внутреннего трения, принимаемый пониженным на следующие величины: для расчетной сейсмичности 7 баллов — на 2 град; 8 баллов — на 4 град; для 9 баллов — на 7 град; b_p — условная ширина поперечного сечения свай, принимаемая для свай с диаметром ствола от 0,8 м и более $b_p = b_p + 1$ м, для остальных размеров сечений свай $b_p = 1,5b_p + 0,5$ м; b_p — наружный диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай.

ТАБЛИЦА 12.9. ЗНАЧЕНИЯ БЕЗРАЗМЕРНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 И ξ_4

Свая	Коэффициент	Значения коэффициентов при приведенной глубине погружения свай		
		2	3	≥4
Свободно стоящая или защемленная в высокий ростверк	ξ_1	1,5	2,1	2,5
	ξ_2	1,66	1,2	0,98
	ξ_3	0,60	0,42	0,45
Защемленная в низкий ростверк, исключая возможность поворота головы свай	ξ_1	—	2,5	3,1
	ξ_2	—	0,72	0,65
	ξ_3	—	1,2	1,2

Приведенная глубина погружения определяется по формуле

$$d'_p = \alpha_d d_p, \quad (12.74)$$

где d_p — глубина погружения свай в грунт; для свай с уширенной пятой — расстояние от поверхности грунта до начала уширения, если отношение диаметра уширения к диаметру ствола сваи не менее 1,5, в противном случае — расстояние от поверхности грунта до подошвы уширенной пяты.

Коэффициент деформации находится следующим образом:

$$\alpha_d = \sqrt[5]{\frac{K b'_p}{EI}}, \quad (12.75)$$

где K — коэффициент пропорциональности, принимаемый в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по указаниям гл. 8; EI — жесткость поперечного сечения сваи.

Для грунтов, которые не указаны в табл. 12.9, но в которых могут быть применены сваи, рекомендуется проводить испытания свай имитированными сейсмическими воздействиями.

Несущую способность любых видов свай на выдергивающие нагрузки с учетом сейсмических воздействий следует определять только по результатам полевых испытаний свай имитированными сейсмическими воздействиями.

При расчете свайных фундаментов с учетом сейсмических воздействий проверка устойчивости грунта по условию ограничения давления, передаваемого на грунт боковыми поверхностями свай, должна выполняться в любом случае независимо от размеров свай и вида грунта, окружающего сваю: при этом значения расчетного угла внутреннего трения φ принимаются уменьшенными, так же как и в формуле (12.73).

Расчетные усилия в сваях, а также давление, передаваемое на грунт боковыми поверхностями свай, при особом сочетании нагрузок определяются в соответствии с указаниями гл. 8.

Для наиболее распространенной конструкции свайного фундамента, имеющей жесткое сопряжение свай с ростверком при приведенной длине $d'_p > 2$, максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы определяются по формуле

$$M_{max}^b = a_m F_h / \alpha_d; \quad (12.76)$$

$$Q_{max} = F_h, \quad (12.77)$$

а максимальные напряжения в грунте на глубине $z = 1,2/\alpha_d$ — по формуле

$$\sigma_{max} = a_p \alpha_d F_h / b'_p, \quad (12.78)$$

где F_h — горизонтальная расчетная нагрузка, приходящаяся на сваю на уровне подошвы находящегося на грунте ростверка; a_m , a_p — коэффициенты, значения которых зависят от приведенной глубины погружения свай: $a_m = 1,06$ и $a_p = 0,73$ при $d'_p = 2$; $a_m = 0,93$

и $a_p = 0,65$ при $d'_p > 4$.

Влияние эксцентриситета вертикальной на-

грузки на усилия в свае в зависимости от условий сопряжения свай с ростверком учитывается следующим образом:

а) для свай, защемленных в низкий ростверк, исключая возможность поворота головы сваи, расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы умножаются на коэффициент η_l , определяемый по формуле

$$\eta_l = \frac{1}{1 - a_l N_p / (\alpha_d^2 EI)}; \quad \left. \begin{aligned} a_l &= A_0 C_0 / B_0 - B_0, \end{aligned} \right\} \quad (12.79)$$

где A_0 , B_0 и C_0 — коэффициенты, принимаемые по табл. 2 приложения к СНиП II-17-77:

б) для свай, защемленных в высокий ростверк, конструкция которого исключает возможность поворота головы сваи, расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы умножаются на коэффициент η_h , вычисляемый по зависимости

$$\eta_h = \frac{1}{1 - a_1 N_p / (a_2 EI)}, \quad (12.80)$$

где

$$a_1 = a_3 - a_2 a_4; \quad a_2 = \frac{a_4}{C_0 / \alpha_d + l_0};$$

$$a_3 = A_0 / \alpha_d^3 + 2B_0 l_0 / \alpha_d^2 + C_0 l_0 / \alpha_d + l_0^3 / 3;$$

$$a_4 = B_0 / \alpha_d^2 + C_0 l_0 / \alpha_d + l_0^2 / 2;$$

в) для свай, защемленных в низкий ростверк, конструкция которого не исключает возможности поворота головы сваи, расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы, действующие на глубине z в сечении сваи, определяются по формулам:

$$M'_z = M_z + \eta_{lq} N_p \left(y_0 - \frac{\alpha_d \sigma_z}{Kz} \right); \quad (12.81)$$

$$Q'_z = Q_z + \alpha_d \eta_{lq} N_p (A_4 B_0 - B_4 C_0 + C_4), \quad (12.82)$$

где

$$\eta_{lq} = \frac{1}{1 - B_0 N_p / (\alpha_d^2 EI)}; \quad (12.83)$$

y_0 — горизонтальное перемещение сваи на уровне поверхности грунта, соответствующее нагрузке F_{h0} ; σ_z — боковое давление на грунт на глубине z ;

г) для свай, защемленных в высокий ростверк, конструкция которого не исключает возможности поворота головы сваи, расчетные значения изгибающих моментов и поперечной силы, действующие на глубине в сечении сваи ниже поверхности грунта, вычисляются по формулам (12.81) и (12.82), где внешние воздействия принимаются равными внутренним усилиям в свае на уровне поверхности грунта M'_0 и F'_{h0} :

$$M'_0 = M + F_h l_0 + N_p \left[\eta_{hq} u_r \left(1 - \frac{B_0 N_p}{\alpha_d^2 EI} \right) - y_0 \right]; \quad (12.84)$$

$$F'_{h0} = F_h, \quad (12.85)$$

где u_r — горизонтальное перемещение сваи на уровне подошвы ростверка;

$$\eta_{hq} = \frac{1}{1 - a_4 N_p / (EI)}. \quad (12.86)$$

Для наиболее распространенной конструкции свайного фундамента в сейсмических районах, когда сваи защемлены в низкий ростверк и возможность поворота головы сваи исключена, максимальные значения изгибающего момента M_{max}^b и поперечной силы Q_{max} в сечении сваи на уровне подошвы находящегося на грунте ростверка можно определять по формулам:

$$M_{max}^b = \frac{a_m F_h}{\alpha_d} \frac{1}{1 - a_1 N_p / (\alpha_d^2 EI)}; \quad (12.87)$$

$$Q_{max} = \frac{F_h}{1 - a_1 N_p / (\alpha_d^2 EI)}. \quad (12.88)$$

где

$$a_m = A_0 A_3(0) - B_0 C_3(0) + D_3(0). \quad (12.89)$$

Для забивных призматических свай, имеющих наибольшее распространение в промышленном и гражданском строительстве, эти вычисления были выполнены, и здесь приведены значения коэффициентов a_m и a_1 для двух значений приведенной глубины. Для промежуточных значений d_p коэффициенты можно определять по интерполяции.

Коэффициенты a_m и a_1 в формулах (12.89) и (12.79) зависят от приведенной глубины погружения сваи: $a_m = 1,06$ и $a_1 = 1,04$ при $d'_p = 2$; $a_m = 0,93$ и $a_1 = 1,01$ при $d'_p = 4$.

Испытания одиночной сваи горизонтальной статической нагрузкой для определения коэффициента деформации α_d производится без условной стабилизации перемещения на каждой ступени нагрузки, т. е. форсированным методом при постоянной скорости возрастания нагрузки с интервалом ее действия на каждой ступени 5 мин. Ступень нагрузки принимается равной 1/10—1/12 предполагаемой предельной нагрузки в испытаниях, при достижении которой горизонтальное перемещение сваи начинает непрерывно возрастать без увеличения нагрузки.

Коэффициент деформации α_d , m^{-1} , по результатам испытаний горизонтальной статической нагрузкой, приложенной на уровне поверхности грунта к одиночной свае, нижний конец которой не заделан в скалу, определя-

ется по формуле

$$\alpha_d = (A\beta + B) / d_p, \quad (12.90)$$

где

$$\beta = d_p \sqrt{\frac{F_{h0}}{y_0 E_{bt} d_p}}; \quad (12.91)$$

F_{h0} — нагрузка, меньшая на одну ступень, чем предельная при испытаниях; E_{bt} — начальный модуль упругости бетона сваи при сжатии и растяжении, принимаемый в соответствии с главой СНиП II-21-75; A , B — коэффициенты, значения которых зависят от величины β : $A = 1,34$ и $B = 0$ при $\beta > 3$; $A = 1,14$ и $B = 0,67$ при $\beta < 3$.

Проверка условий ограничения давления, передаваемого поверхностями сваи на грунт при особом сочетании нагрузок с учетом сейсмических воздействий, выполняется по следующей формуле:

$$\sigma_z \leq \sigma_p - \sigma_a, \quad (12.92)$$

где σ_p и σ_a — пассивное и активное давление грунта.

Для наиболее распространенной конструкции свайного фундамента в сейсмических районах, когда сваи с приведенной глубиной погружения $d'_p \geq 2$ защемлены в низкий ростверк, исключая возможность поворота головы сваи, давление, оказываемое боковыми поверхностями сваи на грунт, достигает максимального значения на глубине $z = 1,2/\alpha_d$ и определяется по уравнению

$$\sigma_{max} = \frac{a_p \alpha_d F_h}{b'_p} \frac{1}{1 - a_1 N / (\alpha_d^2 E_{bt} I)}. \quad (12.93)$$

Несущая способность сваи Φ_{eq} , работающей на сжимающую нагрузку, по результатам полевых испытаний должна определяться с учетом сейсмических воздействий по формуле

$$\Phi_{eq} = k_c \Phi, \quad (12.94)$$

где Φ — несущая способность сваи, определенная по результатам статических или динамических испытаний либо по данным статического зондирования грунта (без учета сейсмических воздействий); k_c — коэффициент, равный отношению значений несущей способности сваи Φ , полученных вычислениями с учетом сейсмических воздействий и без их учета.

Для забивных призматических свай и свай-оболочек, а также для набивных свай, применяемых в грунтовых условиях, для которых значения коэффициента γ_{eq} приведены в табл. 12.9, коэффициент k_c , характеризующий снижение несущей способности сваи при сейсмических воздействиях, можно определить по выражению

$$k_c = \Phi_{eq}^p / \Phi, \quad (12.95)$$

где Φ_{eq}^p и Φ — несущая способность сваи на вертикальную сжимающую нагрузку, определяемая вычислениями с учетом и без учета сейсмических воздействий.

В случае применения набивных свай, забивных призматических свай и свай-оболочек

в грунтовых условиях, не указанных в табл. 12.9, а также в случае применения других свай, коэффициент k_c следует определять по результатам полевых испытаний свай имитированными сейсмическими воздействиями по формуле

$$k_c = \gamma_1 \gamma_2, \quad (12.96)$$

где γ_1, γ_2 — коэффициенты, учитывающие снижение несущей способности свай на вертикальную нагрузку при изменении напряженного состояния грунта в процессе прохождения сейсмических волн и при горизонтальных динамических воздействиях от раскачивания сооружения.

Коэффициент γ_1 определяется по результатам испытаний на сейсмозрывные воздействия свай, нагруженных вертикальной статической нагрузкой; коэффициент γ_2 — по результатам испытаний на горизонтальные динамические воздействия свай, нагруженных вертикальной статической нагрузкой. Испытания свай и определение коэффициентов γ_1 и γ_2 производятся по специальной методике.

Расчеты свайных фундаментов с учетом сейсмических воздействий в просадочных грунтах, когда возможен подъем уровня природных вод в процессе эксплуатации зданий и сооружений, а также неизбежно по технологическим или другим условиям замачивание основания, должны проводиться применительно к полностью замоченному просадочному грунту в пределах прогнозируемого уровня подъема вод, а в случае возможности только местного аварийного замачивания части грунта просадочной толщи — применительно к состоянию просадочных грунтов природной влажности (без учета возможности их аварийного замачивания).

Пример 12.8. Требуется рассчитать на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических воздействий свайный фундамент секции крупнопанельного здания при расчетной сейсмичности 8 баллов. Свай длиной 10 м и площадью сечения 30×30 см из бетона марки М 300 с ненапрягаемой арматурой забиты дизельным молотом на глубину 9,5 м. Верхние концы свай жестко заделаны в ростверк, исключающий возможность поворота голов свай. Вертикальная и горизонтальная нагрузка на уровне поверхности грунта на сваю при особом сочетании нагрузок составляют соответственно $N=540$ кН и $Q=45$ кН, нагибающий момент $M=260$ кН·м.

С поверхности на глубину 4 м залегает слой мягкопластичного суглинка ($\gamma_1=1,8$ т/м³; $\varphi_1=14^\circ$; $c_1=16$ кН/м²; $e=0,85$; $I_L=0,55$), затем на глубину 4,5 м — тугопластичная глина ($\gamma_1=1,9$ т/м³; $\varphi_1=22^\circ$; $c_1=57$ кН/м²; $e=0,65$; $I_L=0,30$) и ниже — крупный песок ($\gamma_1=2$ т/м³; $\varphi_1=31^\circ$; $c_1=1,5$ кН/м²; $e=0,55$), разведанный до глубины 7 м.

Решение. Определяем коэффициент деформации α_d по формуле (12.75) при следующих данных: начальный модуль упругости бетона $E=2,6 \cdot 10^7$ кН/м², момент инерции сечения $I=0,3/12=6,75 \cdot 10^{-4}$ м⁴, условная рабочая ширина свай $b_p=1,5 \cdot 0,3+0,5=0,95$ м, коэффициент пропорциональности для верхнего слоя грунта (мягкопластичного суглинка) $K=4500$ кН/м⁴. Тогда, подставив в формулу (12.75) численные значения, получим: $\alpha_d=0,76$ м⁻¹.

Длину верхнего участка свай, вдоль которого сопротивление грунта на боковой поверхности не учитывается, находим по формуле (12.72):

$$h_p = 4/0,76 = 5,3 \text{ м.}$$

Учитывать боковое сопротивление начинаем с глубины 5,3 м.

Несущую способность свай на осевую сжимающую нагрузку с учетом сейсмических воздействий вычисляем по формуле (12.71):

$$\Phi_{eq} = 1,0 (0,85 \cdot 1,0 \cdot 724 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0) (0,9 \cdot 4,2 \cdot 2,0 + 0,9 \cdot 4,4 \cdot 1,2 + 0,85 \cdot 6,34 \cdot 1,0) = 765 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, $765/1,4=547 > 540$ кН, что удовлетворяет требованиям расчета.

Усилия в свае определяем по формулам (12.87) и (12.88):

$$M_{max}^b = \frac{0,93 \cdot 45}{0,76} \frac{1}{1 - 1,01 \cdot 540 / (0,76^2 \cdot 16,9)} = 58 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$Q_{max} = 45 \frac{1}{1 - 1,01 \cdot 540 / (0,76^2 \cdot 16,9)} = 48 \text{ кН.}$$

Проверку сечений железобетонной свай по сопротивлению материала необходимо выполнить как для внецентрично сжатого элемента.

Проверяем условие ограничения давления, передаваемого на грунт боковыми поверхностями свай. Максимальное значение давления определяем по формуле (12.93) (приведенная глубина погружения свай $d_p > 4$, коэффициент $a_p = 0,65$):

$$\sigma_{max} = \frac{0,65 \cdot 0,76 \cdot 45}{0,95} \cdot 1,06 = 24,7 \text{ кН/м}^2.$$

Максимального значения давления достигает на глубине $z=1,2/0,76=1,59$ м. При проверке условия ограничения давления по формуле (12.92) воспользуемся выражением (14) приложения к СНиП II-17-77. Для верхнего слоя грунта (мягкопластичного суглинка) с учетом указанного п. 12.6 СНиП II-17-77 об уменьшении φ на 4° при сейсмичности 8 баллов принимаем $\varphi=14-4=10^\circ$. Тогда

$$24,7 \text{ кН/м}^2 < \frac{4}{0,98} (1,8 \cdot 1,59 \cdot 0,18 + 0,3 \cdot 1,6) 10 = 42 \text{ кН/м}^2.$$

что удовлетворяет требованиям расчета.

Б. ИСПЫТАНИЯ СВАЙ ИМИТИРОВАННЫМИ СЕЙСМИЧЕСКИМИ ВОЗДЕЙСТВИЯМИ

Несущая способность свай на осевую сжимающую или выдергивающую нагрузку по результатам полевых испытаний имитированными сейсмическими воздействиями определяется по формуле

$$\Phi_p = k_c \Phi, \quad (12.97)$$

где k_c — коэффициент, характеризующий снижение несущей способности свай при сейсмических воздействиях; вычисляется по выражению (12.96).

Коэффициент γ_1 находят по результатам испытания свай, нагруженных вертикальной статической нагрузкой, на сейсмозрывные воздействия. Испытания проводятся в следующем порядке.

С помощью гидравлического домкрата сваю загружают безынерционной осевой вдавливающей ступенчато возрастающей нагрузкой с условной стабилизацией затухания осадки, согласно требованиям ГОСТ 5686—78, до величины N_{p0} , при которой осадка головы свай достигает значения 40 мм, соответствующего требованиям СНиП II-17-77. Перед началом

загрузки между домкратом и упорной конструкцией устанавливают виброизолятор (пружины или катки).

Не позднее чем через 24 ч после окончания стабилизации осадки при нагрузке N_{p0} производят короткозамедленный взрыв зарядов взрывчатого вещества, вызывающий сейсмозрывное воздействие требуемой интенсивности. Заряды располагают в скважинах на определенном расстоянии от испытываемых свай с соблюдением правил техники безопасности и обеспечением безопасности существующих зданий. Продолжительность сейсмозрывного воздействия при испытаниях должна составлять не менее 7 с. Промежуток времени между взрывами отдельных зарядов ВВ назначается по записям контрольных взрывов в зависимости от затухания колебаний от момента вступления волны с максимальной амплитудой до момента, когда амплитуда колебаний от одного взрыва уменьшится не менее чем вдвое. Ориентировочно этот промежуток времени t может быть принят в пределах $2T \leq t \leq 3T$ (где T — период колебаний грунта возле опытных свай).

В процессе испытаний на сейсмозрывные воздействия вертикальная статическая нагрузка не поддерживается постоянной, а должна иметь возможность уменьшаться по мере снижения сопротивления грунта. При испытаниях на сейсмозрывные воздействия регистрируются горизонтальные составляющие колебаний грунта на поверхности около опытных свай в двух взаимно перпендикулярных направлениях, осадка свай за период испытаний и уменьшение давления в гидравлической системе домкрата (т. е. вертикальной нагрузки). Векторные значения ускорения колебаний поверхности грунта возле опытных свай должны быть не менее 2 м/с^2 для расчетной сейсмичности 7 баллов, 4 м/с^2 для 8 баллов и 7 м/с^2 для 9 баллов. Глубина скважин для размещения зарядов ВВ и расстояние между скважинами назначаются организацией, производящей буровзрывные работы в зависимости от величины заряда, диаметра скважины, грунтовых условий и длины верхнего участка скважины, забиваемого грунтом для исключения выброса при взрыве (длина указанного участка должна в любом случае приниматься не менее 5 м).

Ориентировочную массу m заряда ВВ, кг, для обеспечения требуемой интенсивности колебаний грунта около опытных свай допускается предварительно определять по формуле (с последующим уточнением по результатам контрольных взрывов одиночных зарядов на площадке):

$$m = \bar{c}\alpha^2 (\lg R)^2 R^3; \quad (12.98)$$

где $\bar{c} = 2,8 \cdot 10^{-6} \text{ кг} \cdot \text{с}^4 \cdot \text{м}^{-5}$; α — требуемое расчетное ускорение горизонтальных колебаний поверхности грунта около опытной свай, м/с^2 ; R — расстояние от скважины с зарядом ВВ до испытываемой свай, м; назначается из условия $R \geq 15 + 1,5d_p$, где d_p — глубина погружения свай в грунт, м.

Коэффициент γ_1 по результатам испытаний свай на сейсмозрывные воздействия определяется по формуле

$$\gamma_1 = \frac{N_{p1}}{N_{p0}} \frac{1}{1 + s_1/s_0}, \quad (12.99)$$

где N_{p0} и N_{p1} — вертикальная статическая нагрузка соответственно до начала и после окончания сейсмозрывных воздействий; s_0 — осадка свай при нагрузке N_{p0} перед началом испытаний на сейсмозрывные воздействия; s_1 — дополнительная осадка свай за период испытаний свай на сейсмозрывные воздействия.

Коэффициент γ_2 определяется по результатам испытаний свай, нагруженных вертикальной статической нагрузкой, на горизонтальные динамические воздействия. Испытания проводятся в следующем порядке.

Свая загружается вертикальной статической нагрузкой так же, как и при испытаниях на сейсмозрывные воздействия.

С помощью вибратора направленного действия, установленного на катках около свай и жесткосвязанного с ней, создаются горизонтальные динамические воздействия на сваю продолжительностью не менее 10 с при постоянной частоте вращения, не превышающей 10 Гц. Для этой цели могут быть использованы вибропогружатели типа ВП-1, ВП-2 или ВПП, оборудованные двигателями постоянного тока для создания колебаний с необходимой амплитудой за счет изменения частоты вращения. Горизонтальное раскачивание свай необходимо осуществлять с постоянной амплитудой A_g , которая на уровне поверхности грунта определяется из условия $A_g = 1,2 u_0$, но принимается не менее 3 мм (где u_0 — горизонтальное перемещение свай на уровне поверхности грунта при статическом приложении расчетной сейсмической нагрузки к свайному фундаменту сооружения). В процессе испытаний на горизонтальные динамические воздействия вертикальная нагрузка не поддерживается постоянной, а должна иметь возможность уменьшаться по мере снижения сопротивления грунта. При испытаниях свай на горизонтальные динамические воздействия регистрируется амплитуда колебаний свай на уровне поверхности грунта A_g , осадка свай s_2 за период испытаний и контрольных запусков вибратора, а также уменьшение давления в гидравлической системе домкрата (т. е. вертикальной нагрузки).

Горизонтальное перемещение свай u_0 на уровне поверхности грунта при статическом

приложении к свайному фундаменту сооружения расчетной горизонтальной сейсмической нагрузки можно определить по формуле

$$u_0 = \frac{\rho F_h}{\alpha_d^3 E_{bt} I} \quad (12.100)$$

Для свай, заземленных в низкий или высокий ростверк, исключая возможность поворота головы свай, коэффициент ρ вычисляется соответственно по выражениям:

$$\rho = A_0 - B_0^2/C_0; \quad (12.101)$$

$$\rho = A_0 + \alpha_d B_0 \left(l_r - \frac{\alpha_d \bar{p}}{C_0 + \alpha_d l_r} \right); \quad (12.102)$$

где $\bar{p} = B_0/\alpha_d^2 + C_0 l_r / \alpha_d + l_r^2/2$; A_0 , B_0 , C_0 — коэффициенты, значения которых принимаются по указанию СНиП 11-17-77; l_r — расстояние от подошвы ростверка до поверхности грунта (для свободно стоящих свай — высота приложения горизонтальной нагрузки над поверхностью грунта).

Для свай, шарнирно сопряженных с ростверками или заземленных в ростверк, не исключая возможность поворота головы свай, а также для свободно стоящих свай — по формуле

$$\rho = A_0 + \alpha_d l_r B_0 + \alpha_d B_0 M/F_h. \quad (12.103)$$

Коэффициент γ_2 по результатам испытаний свай на горизонтальные динамические воздействия вычисляется по зависимости

$$\gamma_2 = \frac{N_{p0}}{N_{p2}} \frac{1}{1 + s_4/s_3}, \quad (12.104)$$

где N_{p0} и N_{p2} — вертикальная статическая нагрузка на сваю соответственно до начала и после окончания горизонтальных динамических воздействий; s_3 — осадка свай при нагрузке N_{p0} перед началом испытаний на горизонтальные динамические воздействия; s_4 — доопылительная осадка свай за период испытаний на горизонтальные динамические воздействия и контрольных запусков вибратора.

Испытания горизонтальными динамическими и сейсмическими воздействиями рекомендуется проводить на разных сваях. Допускается проводить испытания на одной и той же свае, но при этом испытания горизонтальной динамической нагрузкой должны выполняться после испытаний на сейсмозрывные воздействия. В случае когда оба вида испытаний проводятся на одной и той же свае, вертикальную статическую нагрузку, уменьшившуюся при сейсмозрывных воздействиях, необходимо довести до первоначального значения, равного N_{p0} .

Испытания имитированными сейсмическими воздействиями свай, загруженных осевой выдергивающей статической нагрузкой, для определения коэффициентов γ_1 и γ_2 проводятся аналогично испытаниям свай, загруженных осевой вдавливающей нагрузкой, при этом перед началом испытаний свай загружаются статической осевой ступенчато возрастающей

выдергивающей нагрузкой до величины Φ , равной несущей способности свай на выдергивающую нагрузку. При вычислении коэффициентов γ_1 и γ_2 величина осадок свай в этом случае заменяется на соответствующие значения вертикальных перемещений (выхода) свай.

Для проведения испытаний имитированными сейсмическими воздействиями не должны использоваться свай, испытанные ранее статической нагрузкой для определения их несущей способности. Свай, испытанные имитированными сейсмическими воздействиями, не должны в дальнейшем использоваться в свайном фундаменте сооружения.

Число свай, подлежащих испытаниям имитированными сейсмическими воздействиями, устанавливается проектной организацией и принимается не менее $1/3$ числа свай, испытанных вертикальной статической нагрузкой на данном объекте. В том случае, если нельзя провести испытания свай сейсмозрывными воздействиями на конкретной площадке строительства, допускается использовать результаты испытаний таких же свай в аналогичных грунтовых условиях.

В. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ С ПРОМЕЖУТОЧНОЙ ПОДУШКОЙ

Свайные фундаменты с промежуточной подушкой применяются в сейсмических районах в тех же грунтовых условиях, в каких применяются обычные свайные фундаменты. Следует отметить, что оба эти типа фундаментов конкурентоспособны между собой и должны применяться на основании технико-экономического обоснования.

Свайные фундаменты с промежуточной подушкой часто могут оказаться экономически более целесообразными, чем традиционные свайные фундаменты. Для того чтобы свайные фундаменты с промежуточной подушкой обеспечивали восприятие и распределение сейсмических нагрузок требуемым образом, необходимы определенные соотношения между размерами свай, оголовков и промежуточной подушки. В связи с этим толщина промежуточной подушки над оголовками свай назначается в зависимости от расчетной нагрузки, приходящейся на одну сваю, и составляет 40 см при нагрузках до 600 кН и 60 см при нагрузках более 600 кН. Размеры промежуточной подушки в плане должны быть больше размеров фундаментного блока не менее чем на 30 см в каждую сторону. Размеры фундаментного блока в плане должны быть не менее размеров свайного куста по наружным граням оголовков. Независимо от формы по-

перечного сечения сваи оголовки могут приниматься квадратной формы в плане, при этом длина стороны оголовка должна находиться в пределах

$$b_p + 20 \text{ см} \leq a \leq 2l_i/3, \quad (12.105)$$

где a — длина стороны оголовка, см; b_p — диаметр круглого, или длина стороны квадратного, или длина большей стороны прямоугольного поперечного сечения ствола сваи, см; l_i — расстояние между осями свай, см.

Толщина железобетонного оголовка над плоскостью торца сваи должна быть не менее $a - b_p$.

Порядок устройства этих фундаментов может быть принят следующим: сначала разрабатывают котлован (приямки, траншеи), в который погружают забивные сваи или в котором изготовляют набивные сваи. Затем бетонируют оголовки. После того, как бетон оголовков наберет достаточную прочность, отсыпают промежуточную подушку с послойным уплотнением: первый слой отсыпают таким образом, чтобы его толщина над оголовками составляла 20 см, толщина следующих слоев должна быть не более 10—15 см. Когда подушка отсыпана до проектной отметки, на ней устраивается монолитный или сборный фундаментный блок.

Требования по контролю плотности промежуточной подушки являются важными и следует подчеркнуть, что их необходимо строго выдерживать. Промежуточная подушка является существенным элементом рассматриваемой конструкции свайного фундамента, она воспринимает и передает значительные нагрузки и в процессе эксплуатации может подвергаться действию разнообразных факторов (например, динамические нагрузки, подземные воды и пр.). Следовательно, прочность подушки должна быть достаточно высокой, в связи с чем ее необходимо уплотнять до максимального возможного значения плотности для принятого материала подушки. При расчете по первому предельному состоянию следует выполнять обычное условие, в соответствии с которым несущая способность фундамента должна быть не меньше действующей на него нагрузки (как при основном, так и при особом сочетании нагрузок).

Поскольку значительные горизонтальные сейсмические нагрузки на сваи не передаются, то и расчет сваи на воздействие горизонтальных сил не производится. Расчет рассматриваемых фундаментов на сейсмические нагрузки сводится к проверке здания на сдвиг по подошве фундаментного блока, при этом коэффициент трения бетона по поверхности промежуточной подушки принимается равным 0,4, а коэффициент запаса на сдвиг — не менее

1,2. Кроме того, необходимо произвести проверку общей устойчивости на опрокидывание относительно фундаментного блока. При воздействии моментных нагрузок на фундамент необходимо, чтобы расстояние от края подошвы блока до нулевой ординаты треугольной эпюры давления сжатия не превышало $1/3$ ширины подошвы в направлении действия момента. При расчете свайных фундаментов с промежуточной подушкой рекомендуется среднее давление на контакте промежуточной подушки и сваи (отношение расчетной нагрузки, приходящейся на одну сваю, к площади ее контакта с промежуточной подушкой) назначать таким, чтобы оно не превосходило 2,5 МПа. В необходимых случаях для увеличения площади контакта, т. е. уменьшения среднего давления, следует устраивать на сваях железобетонные оголовки. Расчет оголовков выполняется на действие равномерно распределенной нагрузки, равной среднему давлению на контакте с промежуточной подушкой.

Фундаментный блок рассчитывается как ростверк свайного фундамента, при этом предполагается, что подошва блока опирается непосредственно на сваи.

Свайные фундаменты с промежуточной подушкой, кроме того, должны отвечать требованиям расчета по деформациям при основном сочетании нагрузок. Осадка фундаментного блока под нагрузкой определяется как сумма осадок промежуточной подушки s_t и свайного куста s_p :

$$s = s_t + s_p; \quad (12.106)$$

при этом осадка свайного куста определяется в соответствии с указаниями гл. 8 Справочника, а осадка промежуточной подушки — по формуле

$$s_t = \frac{N_p^n h_t}{E \Sigma A_h}, \quad (12.107)$$

где N_p^n — нормативная вертикальная нагрузка, действующая на фундамент на уровне низа промежуточной подушки при основном сочетании нагрузок; h_t — толщина промежуточной подушки над оголовками свай; ΣA_h — площадь всех оголовков свай; E — модуль деформации уплотненной промежуточной подушки, в зависимости от материала подушки принимаемый равным: для песка средней крупности 15 МПа, для крупного песка и известкового щебня 20 МПа, для гранитного щебня 40 МПа; в случае применения других материалов значение E можно принимать равным половине значения модуля деформации, определенного в приборе трехосного сжатия.

Пример 12.9. Требуется рассчитать свайный фундамент с промежуточной подушкой под колонну производственного здания, возводимого на площадке с расчетной сейсмичностью 8 баллов. Расчетные нагрузки, действующие по верхнему обрезу фундамента, составляют: при основном сочетании $N = 1900$ кН; $M = 120$ кН·м; $F_h = 80$ кН; при особом сочетании $N = 1600$ кН, $M = 300$ кН·м, $F_h = 200$ кН.

С поверхности до глубины 7 м залегает слой мягкопластичного суглинки ($I_L = 0,6$), подстилаемый крупными плотными песками.

Сваи забивные железобетонные сечением 30×30 см и длиной 8 м. Несущая способность свай с учетом дополнительного коэффициента условий работы (промежуточная подушка подстилается суглинком с $l_L = 0,6 < 0,75$), составляет 1050 кН.

Решение. Нагрузка, допускаемая на сваю $1050/1,4 = 750$ кН.

Принимаем куст из четырех свай с расстоянием между осями свай 0,9 м. Для вычисления собственного веса фундамента назначаем размер подошвы фундаментного блока $1,5 \times 1,5$ м, его высоту 1,2 м, толщину промежуточной подушки 0,6 м. Тогда вертикальная нагрузка на фундамент и момент на уровне подошвы фундаментного блока при особом сочетании соответственно составляют: $N = 1703$ кН, $M = 540$ кН·м.

Расчетную нагрузку на сваю определяем по формуле (26) СНиП II-17-77:

$$N' = \frac{1703}{4} \pm \frac{54 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 425 \pm 300;$$

$$N'_{max} = 725 \text{ кН}; \quad N'_{min} = 125 \text{ кН} > 0.$$

Таким образом, максимальная нагрузка на сваю меньше расчетной допускаемой, а минимальная нагрузка положительна, т. е. отрыва подошвы не происходит.

Площадь оголовка в плане должна быть не менее $N'_{max}/2500 = 725/2500 = 0,29 \text{ м}^2 = 2900 \text{ см}^2$. Принимаем квадратные оголовки с длиной стороны $a = 55$ см и площадью $3025 \text{ см}^2 > 2900 \text{ см}^2$, в этом случае удовлетворяется условие (12.105). Площадь оголовка на всех четырех сваях составляет $\Sigma A_h = 3025 \cdot 4 = 12100 \text{ см}^2$.

Толщину оголовка над плоскостью торца свай принимаем равной 30 см, что больше, чем $a - b = 55 - 20 = 35$ см. Свая заводится в оголовок на 16 см.

Толщину промежуточной подушки оставляем равной 60 см, поскольку вертикальная нагрузка, приходится на сваю, больше 600 кН. Подушка выполняется из известкового щебня фракции 20–40 мм с модулем деформации $E = 20$ МПа. Конструктивная схема фундамента показана на рис. 12.17.

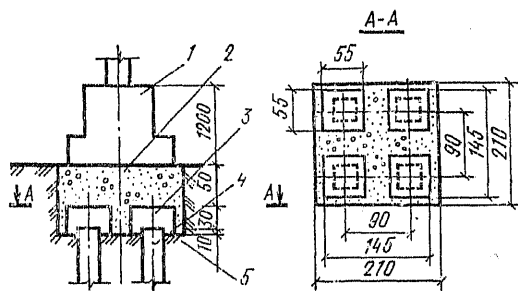


Рис. 12.17. Свайный фундамент с промежуточной подушкой

1 — фундаментный блок; 2 — промежуточная подушка; 3 — железобетонный оголовок; 4 — железобетонная свая; 5 — дно котлована

Проверяем фундамент на сдвиг по подошве фундаментного блока. Сдвигающая нагрузка равна 200 кН, удерживающая сила при коэффициенте трения между фундаментным блоком и подушкой, равном 0,4, составляет $1600 \cdot 0,4 = 640$ кН. Коэффициент запаса на сдвиг определяется как отношение удерживающего и сдвигающего усилий, т. е. $640/200 = 3,2 > 1,2$.

Для расчета по деформациям вычисляем нормативную вертикальную нагрузку при основном сочетании с учетом собственного веса фундамента, равного 103 кН, принимаем осредненный коэффициент перехода к нормативным нагрузкам, равным 1,15:

$$N_n = (1900 + 103)/1,15 = 1740 \text{ кН.}$$

Осадку промежуточной подушки определяем по формуле (12.107):

$$s_t = \frac{1740 \cdot 0,6}{2000 \cdot 1,216} = 0,043 \text{ м} = 4,3 \text{ см.}$$

Осадка свайного куста составляет $s_p = 2,9$ см. Общая осадка фундамента $s = 4,3 + 2,9 = 7,2$ см, что меньше допустимой для данного типа зданий осадки, равной 8 см.

12.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ НА ЗАКАРСТОВАННЫХ ТЕРРИТОРИЯХ¹

К карстовым районам относятся территории, в геологическом разрезе которых присутствуют растворимые горные породы и возможны поверхностные и подземные проявления карста. Основные типы карста, выделяемые по литологическому признаку, следующие:

карбонатный карст (известняковый, доломитовый, меловой) — распространен широко; в естественных условиях растворение пород происходит медленно; опасность представляют существующие до начала освоения территории развитые карстовые формы; активизация карстовых процессов возможна при увеличении скоростей фильтрации подземных вод, при повышении их агрессивности; меловой карст представляет опасность при сооружении объектов с значительными утечками воды и других агрессивных жидкостей;

сульфатный карст (часто встречается в сочетании с карбонатным) — распространен достаточно широко; развивается быстрее, чем карбонатный;

соляной карст (встречается преимущественно с сульфатным, реже с карбонатным) — в благоприятных гидрогеологических условиях развитие ограничено и в основном приурочено к кровле и краевым участкам залежей; строительство рекомендуется выносить за пределы опасных участков, при этом следует учитывать возможность активизации карстования, вследствие нарушения гидрогеологического баланса на участке.

Основные типы карстовых деформаций земной поверхности:

провалы (возникают обычно внезапно) — представляют главную опасность для сооружений в карстовых районах; в основном вызваны обрушением кровли карстовых полостей в результате гравитационного обвала или карстово-суффозионного разрушения внутренних поверхностей карстовых полостей; контур провалов имеет резкое очертание в плане с разрывом сплошности грунтов на земной поверхности и по глубине; в зависимости от свойств покровных слоев грунтов борта провалов могут иметь различную крутизну; свежие провалы в глинистых грунтах могут иметь вертикальные и даже нависающие стенки, имеющие тенденцию к обрушению, а следовательно, и к увеличению периметра провала по земной поверхности.

оседание земной поверхности (локально-

¹ П. 12.3 составлен при участии инж. Г. М. Троицкого.

ТАБЛИЦА 12.10. КЛАССИФИКАЦИЯ ПРОТИВОКАРСТОВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

Тип мероприятия	Группа мероприятия	Подгруппа мероприятия	Вид мероприятия	Период применения	
Влияние на естественный ход карстового процесса	Уменьшение интенсивности растворения	Воздействие на карстующиеся породы	Противофильтрационные завесы, горизонтальные и вертикальные	А, В	
		Воздействие на покрывающую толщу пород	Организация стока поверхностных вод Гидроизоляционное покрытие территории (участка)	А, В Б, В	
	Воздействие на механизм карстовых деформаций	Воздействие на карстующиеся породы	Уплотнение зоны карстового проявления с заполнением воронки обрушения	А, В	
			Заполнение полостей тампонажными растворами Закрепление трещиноватых и разрушенных зон тампонажными растворами	А, В А, В	
		Воздействие на покрывающую толщу пород	Инъектирование воды с целью искусственной активизации карстования Применение армированного грунта Закрепление основания корневидными буронабивными сваями Закрепление грунта, заполняющего погребенные карстовые формы в покрывающей толще пород Вертикальная планировка участка, обеспечивающая отвод поверхностных вод от сооружения	А А, В А, В А, Б, В	
	Защита зданий и сооружений без воздействия на естественный ход карстового процесса	Планировочное решение на территории	Рациональное размещение объектов строительства	Расположение объектов за пределами участков обрушения полостей и поверхностных карстовых форм	Б
Расположение объектов на менее опасных участках				Б	
Ориентация сооружений в зависимости от параметров карстовых форм				Б	
Регулирование плотности застройки				Б	
Конструктивные мероприятия		Выбор рациональной формы здания	Рациональная компоновка объектов в плане	Изменение высоты (этажности) сооружения	Б Б, В
				Учет статических схем несущих конструкций сооружения	Выбор рациональной конструктивной схемы сооружения
		Использование жесткой конструктивной схемы сооружения (усиление)	Использование податливой конструктивной схемы сооружения		
				Разрезка на укороченные отсеки (при мульде оседания)	Б, В
Использование жесткой конструктивной схемы сооружения (усиление)	Использование податливой конструктивной схемы сооружения	Введение дополнительных связей в каркасные конструкции	Горизонтальное армирование (пояса, тяжи)	Б, В Б, В	
			Усиление несущих элементов конструкций армированными обоями, рубашками	Б, В	
Использование податливой конструктивной схемы сооружения	Использование податливой конструктивной схемы сооружения	Устройство дополнительных шарнирных связей в каркасных конструкциях	Устройство податливых соединений крупнопанельных, крупноразмерных элементов сооружения	Б, В Б	

Продолжение табл. 12.10

Тип мероприятия	Группа мероприятия	Подгруппа мероприятия	Вид мероприятия	Пе-риод приме-нения			
Защита зданий и сооружений без воздействия на естественный ход карстового процесса	Конструктивные мероприятия	Конструктивное решение фундаментов	Монолитное или сборно-монолитное решение железобетонных фундаментов (ленты, перекрестные ленты, коробчатые фундаменты, плиты)	Б			
			Увеличение площади опирания фундамента с целью уменьшения контактного давления на основание	Б, В			
			Развитие фундаментов за пределы периметра сооружения (консольные, П-образные выступы)	Б			
			Устройство фундамента, ограничивающее возможность превращения провала в воронку	Б			
			Устройство горизонтальных связей в фундаментах	Б			
			Устройство фундаментов с подпружками	Б, В			
			Поддомкрачивание с целью выправления сооружения	Б, В			
			Устройство кустов висячих свай с резервным их числом; выполнение ростверка, обеспечивающего выпадение свай при провале	Б			
			Прорезка карстующихся пород сваями-стойками	Б			
			Прорезка толщи карстующихся пород глубокими опорами	Б			
Контроль за процессом развития карста	Выполнение в массиве пород	Выполнение в массиве пород	Использование глубинных грунтовых марок в покровной толще пород	А, Б, В			
			Организация сети наблюдательных гидрогеологических скважин (за уровнем, скоростью и направлением движения подземных вод; за химическим составом подземных вод)	А, Б, В			
	Выполнение на дневной поверхности	Выполнение на дневной поверхности	Инструментальный контроль за оседаниями земной поверхности	А, Б, В			
			Наблюдение за деформациями конструктивных элементов сооружений	Б, В			
			Визуальное наблюдение за состоянием несущих и ненесущих конструкций	Б, В			
			Использование маяков, устанавливаемых на трещинах в конструкциях	Б			
Уменьшение влияния хозяйственной деятельности на развитие карстового процесса	Снижение интенсивности растворения пород карстующихся пород	Уменьшение водообмена	Устройство закрытой дождевой и промышленной канализации	Б, В			
			Предотвращение утечек агрессивных производственных стоков	Б, В			
			Ограничение откачек трещинно-карстовых вод	В			
	Снижение агрессивности подземных вод	Снижение агрессивности подземных вод	Исключение сброса химически агрессивных по отношению к карстующимся породам производственных и бытовых сточных вод	Исключение сброса химически агрессивных по отношению к карстующимся породам производственных и бытовых сточных вод	В		
				Воздействие на механизм карстового процесса	Ограничение изменений напоров и уровней подземных вод	Ограничение и регулирование добычи полезных ископаемых подземным растворением пород	В
						Регулирование откачек подземных вод	Б, В
Ограничение динамического воздействия	Ограничение динамического воздействия	Ограничение источников вибрации	Ограничение источников вибрации	Б, В			
			Ограничение взрывных работ	Б, В			

Условные обозначения: А — мероприятия, применяемые до начала строительства объектов; Б — то же, в период строительства объектов на площадке; В — то же, в период эксплуатации объектов как в качестве профилактических (контроль, наблюдения) мер, так и в качестве мер по усилению и восстановлению конструкций.

го характера или по площади различного размера) — обычно вызывается растворением пород в трещиноватых зонах или на контакте кровли карстующихся пород с другими породами, обладающими фильтрационными свойствами; отсутствует резкое очертание зон оседания в плане; отсутствуют явные разрывы сплошности земной поверхности по контуру зон оседания.

Кроме провалов и оседаний земной поверхности в карстовых районах необходимо учитывать поверхностные и погребенные карстовые формы (воронки, впадины и т. д.) древнего происхождения, нередко заполненные отложениями с пониженной несущей способностью (торф, слабые грунты и т. п.).

В зависимости от залегания карстующихся пород выделяют:

по отношению к уровню подземных вод — карстующиеся породы, залегающие в зоне аэрации, в зоне постоянного водонасыщения, в зоне аэрации и постоянного водонасыщения;

по отношению к земной поверхности — открытый карст (карстующиеся породы не перекрываются слоями нерастворимых пород); закрытый карст (карстующиеся породы перекрываются слоями нерастворимых пород), в последнем случае учитываются глубина залегания карстующихся пород и свойства перекрывающих пород для оценки степени карсто-

опасности застраиваемой территории и надежности проектируемых карстозащитных мероприятий.

При проектировании сооружений в карстовых районах необходимо выполнять следующие требования: предотвращать или сводить до минимума возможность катастрофических разрушений и обеспечивать достаточную безопасность для жизни людей; снижать до минимума стоимость строительства и эксплуатации с учетом возможного ущерба от карстовых явлений и расходов на специальные изыскания, противокарстовые мероприятия и ремонтно-восстановительные работы.

Требования, предъявляемые к строительству в закарстованных районах, могут быть обеспечены следующим: влиянием на естественный ход карстования путем снижения интенсивности растворения карстующихся пород или воздействия на механизм карстовых деформаций; уменьшением вредного влияния хозяйственной деятельности на ход развития карстования; защитой строительных объектов планировочным решением на территории, конструктивными мероприятиями, контролем за процессом развития карстования и за деформациями поверхности участка и возведенных сооружений. Классификация противокарстовых мероприятий приведена в табл. 12.10.

В качестве исходных данных для проекти-

ТАБЛИЦА 12.11. РЕКОМЕНДУЕМЫЙ ХАРАКТЕР ЗАСТРОЙКИ

Категория устойчивости территории	Среднегодовое количество карстовых проявлений на 1 км ² поверхности территории	Характер строительства	
		жилищно-гражданского	промышленного
I — очень неустойчивая II — неустойчивая	1,0 и более От 0,10 до 1,0	Капитальное строительство не рекомендуется То же	Строительство не рекомендуется
III — недостаточно устойчивая	От 0,05 до 0,10	Строительство допускается в исключительных случаях с применением противокарстовых мероприятий при наличии специального обоснования	Допускается строительство ответственных сооружений с применением противокарстовых мероприятий при наличии специального обоснования и неотвественных сооружений с применением противокарстовых мероприятий
IV — несколько понижено устойчивая	От 0,10 до 0,05	Допускается строительство с применением противокарстовых мероприятий	Допускается строительство особо ответственных сооружений с применением противокарстовых мероприятий при наличии специального обоснования, ответственных сооружений с применением противокарстовых мероприятий и неотвественных сооружений с ограниченным применением противокарстовых мероприятий
V — относительно устойчивая	Менее 0,05	Допускается любое строительство с применением минимального комплекса противокарстовых мероприятий	Допускается строительство особо ответственных сооружений с применением противокарстовых мероприятий, а также ответственных и неотвественных сооружений без применения противокарстовых мероприятий

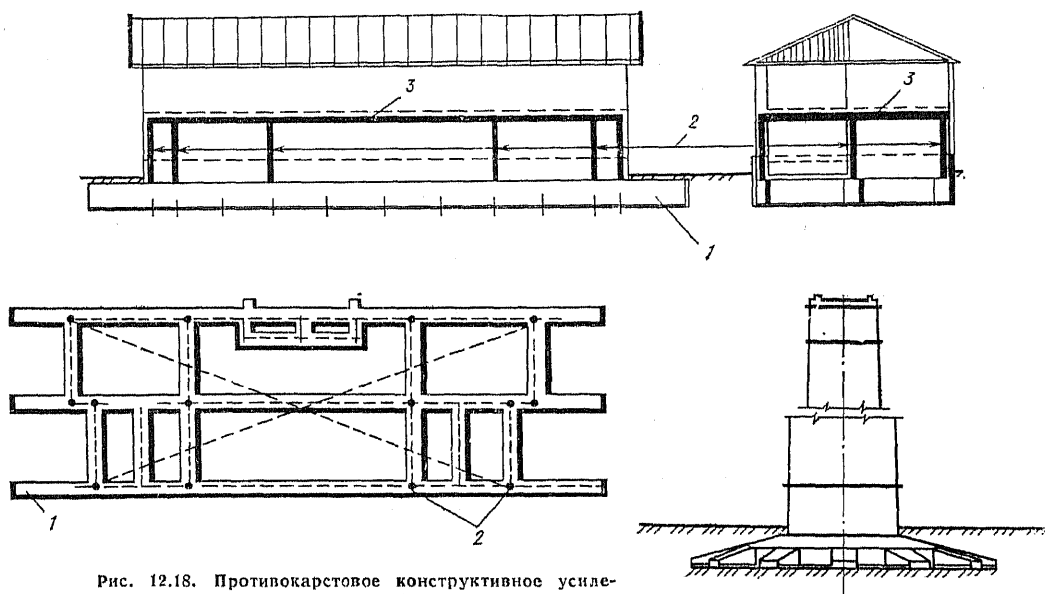


Рис. 12.18. Противокарстовое конструктивное усиление жилого дома

1 — ленточный фундамент; 2 — армированные стойки; 3 — армированная горизонтальная рама на уровне перекрытия первого этажа

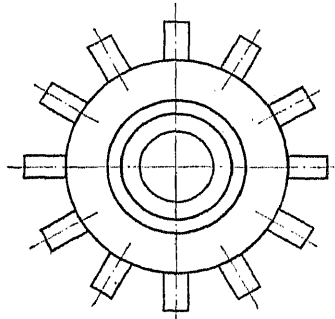


Рис. 12.19. Противокарстовый фундамент дымовой трубы с консольными выпусками

рования сооружений на закарстованной территории принимаются:

данные районирования по типу поверхностных форм (провалы, оседания) и категории карстоопасности территории на основе среднегодового количества карстовых проявлений, отнесенных к 1 км² площади рассматриваемой территории (табл. 12.11);

величины ожидаемых карстопроявлений на земной поверхности в период эксплуатации объекта (размеры провальных воронок и зон оседаний в плане и по глубине);

физико-механические характеристики грунтов естественного сложения, служащих осно-

ванием для строящихся объектов, и прогнозируемое их изменение в результате проявления карстовых форм на земной поверхности.

Данные районирования по территории карстоопасности, типы и размеры поверхностных карстовых форм, свойства грунтов оснований, а также карстующихся и покровных пород определяются на основании инженерно-геологических изысканий анализа наблюдений за карстопроявлениями в аналогичных инженерно-геологических условиях.

В качестве примеров на рис. 12.18 и 12.19 приведены конструкции фундаментов на закарстованных территориях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию (РСМ-73). — В кн.: Влияние грунтов на интенсивность сейсмических колебаний. М., Наука, 1973, с. 6—34.
2. Руководство по расчету и проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. — М.: Стройиздат, 1977. — 143 с.
3. Строительные нормы и правила. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях. СНиП II-8-78. — М.: Стройиздат, 1979.
4. Строительные нормы и правила. Основания

зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1984.

5. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. СНиП II-17-77. — М.: Стройиздат, 1978.

6. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81. — М.: Стройиздат, 1982.

7. Юшин А. И. Особенности проектирования фундаментов зданий на основаниях, деформируемых горными выработками. — М.: Стройиздат, 1980. — 135 с.

Глава 13. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

13.1. ПОВЕРХНОСТНОЕ И ГЛУБИННОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

13.1.1. Общие положения

Уплотнение грунтов производится укаткой, трамбованием, вибрацией, виброударами, взрывами, статической нагрузкой от собственного веса грунта, а также от дополнительной пригрузки [4, 9].

При укатке на грунт передается наклонное давление, складывающееся из вертикального от собственного веса механизма и горизонтального, возникающего за счет тягового усилия. Наиболее эффективным для уплотнения грунта является наклонное давление, создаваемое перекачиванием колеса или барабана.

Трамбование грунта связано с ударами рабочего органа — трамбовки, поднятой на некоторую высоту, о грунт [9]. Уплотнение грунта происходит под воздействием передающейся на него ударной энергии и сопровождается перемещением частиц грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях. При этом только часть ударной энергии расходуется на уплотнение, а остальная поглощается грунтом за счет его упругого сжатия.

При уплотнении вибрацией и виброударами на грунт передаются колебательные и ударные воздействия от рабочего органа в результате чего происходит более плотная укладка грунта и его уплотнение. Вибрационные и виброударные воздействия различаются между собой по частоте и амплитуде колебаний. С уменьшением частоты и увеличением амплитуды колебаний вибрационные воздействия переходят в виброударные, а машины соответственно называют вибрационными и виброударными.

При взрывах грунты уплотняются под воздействием энергии ударной волны и колебаний грунта, возникающих при взрыве взрывчатого вещества. При этом лишь небольшая часть энергии взрыва расходуется на уплотнение грунта, остальная часть идет на его разуплотнение, упругое сжатие и т. п.

Методы уплотнения грунтов подразделяются на поверхностные, когда уплотняющее воздействие прикладывается с поверхности грунта, и глубинные — при передаче уплотняющего воздействия по всей или по определенной глубине массива грунта.

К поверхностным методам относятся уплотнение грунтов укаткой, тяжелыми трамбовками, трамбуемыми машинами, виброкатками, виброплитами и вибротрамбовками, подводны-

ми взрывами, а также вытрамбовывание котлованов; к глубинным методам — пробивкой скважин (грунтовыми сваями), глубинными вибраторами, глубинными взрывами, статическими нагрузками от собственного веса, а также от дополнительной пригрузки, в том числе с песчаными, бумажно-пластиковыми и другими дренами.

В процессе уплотнения укаткой, трамбованием, вибрацией, виброударами и взрывами уплотняющие воздействия на грунты передаются по определенным циклам, в результате чего на грунт воздействуют циклические нагрузки, характеризующиеся последовательной сменой процессов нагрузки и разгрузки [9]. В соответствии с этим в уплотняемом грунте происходят обратимые (упругие) и необратимые (остаточные) деформации, последние и обеспечивают повышение степени плотности грунтов. При уплотнении грунтов статической нагрузкой от их собственного веса, а также от дополнительной пригрузки происходят в основном необратимые деформации.

При любом режиме уплотнения для каждого вида грунта и уплотняющего воздействия процесс накопления остаточных деформаций и, следовательно, повышение степени плотности грунта могут происходить только до определенного предела после передачи на него определенной работы. Дальнейшее увеличение работы без изменения режима уплотнения сопровождается в основном обратимыми деформациями и не приводит практически к повышению степени плотности грунта (рис. 13.1).

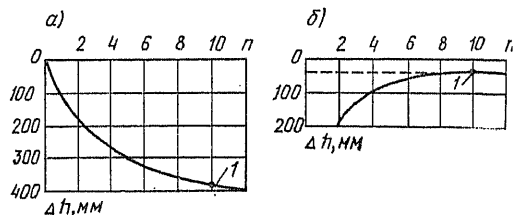


Рис. 13.1. Понижение уплотняемой поверхности в зависимости от числа ударов (проходов)
а — от общего числа ударов; б — от каждых двух ударов; 1 — точка уплотнения до отказа

Такое состояние грунта, при котором в процессе уплотнения практически не происходит повышения его степени плотности, называется уплотнением до отказа, а повышение плотности сухого грунта при единичном приложении нагрузки, выражаемое часто понижением уплотняемой поверхности от одного удара или прохода, называется отказом [4]. При самоуплотнении грунтов от их собственного веса, а также от дополнительной нагрузки состояние

уплотнения до отказа характеризуется условной стабилизацией осадки.

Уплотняемость грунтов определяется по методике стандартного уплотнения [1, 6]. Уплотнение производится трамбованием при различной влажности грунта 40 ударами груза

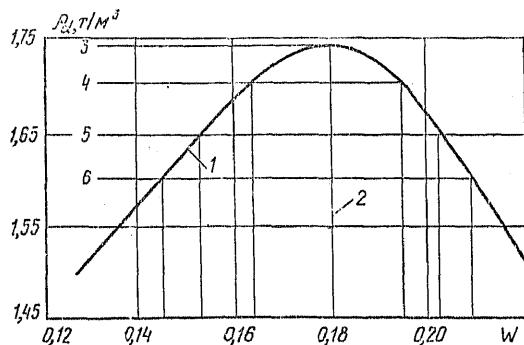


Рис. 13.2. Зависимость плотности сухого уплотненного глинистого грунта от влажности

1 — кривая стандартного уплотнения; 2 — оптимальная влажность; 3 — максимальная плотность $\rho_{d,max} = 1,74 \text{ т/м}^3$ при $k_{com} = 1$ и $w = w_0$; 4 — $k_{com} = 0,98$ при $\rho_d = 1,7 \text{ т/м}^3$ и $w = 0,165 \pm 0,195$; 5 — $k_{com} = 0,95$ при $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$ и $w = 0,153 \pm 0,202$; 6 — $k_{com} = 0,92$ при $\rho_d = 1,6 \text{ т/м}^3$ и $w = 0,145 \pm 0,208$

весом 215 Н, сбрасываемого с высоты 30 см. По результатам стандартного уплотнения строится график зависимости плотности сухого уплотнения грунта от влажности (рис. 13.2). Из графика видно, что максимальное значение плотности сухого грунта достигается при определенной его влажности, называемой оптимальной, и уплотняемость каждого вида грунта определяется максимальной плотностью и оптимальной влажностью.

Максимальная плотность уплотненного грунта — это наибольшее значение плотности сухого грунта, достигаемое при оптимальной влажности и принятых режимах, методах и энергии уплотнения.

Оптимальной влажностью называют влажность, при которой достигается максимальная плотность уплотненного грунта и требуется наименьшая затрата работы для достижения максимальной плотности грунта при заданном

режиме уплотнения. Оптимальную влажность глинистых грунтов, уплотняемых трамбованием, при отсутствии данных непосредственного ее определения рекомендуется принимать $w_0 = w_p - (0,01 \div 0,03)$, а укаткой $w_0 = w_p$ (где w_p — влажность на границе раскатывания).

Уплотнение грунтов обычно производится до определенной степени плотности, выражаемой через коэффициент уплотнения k_{com} , представляющий собой отношение заданного или фактически полученного значения плотности сухого уплотненного грунта ρ_d к его максимальному значению по стандартному уплотнению $\rho_{d,max}$, т. е. $k_{com} = \rho_d / \rho_{d,max}$.

Каждому значению коэффициента уплотнения соответствует определенный диапазон допускаемого изменения влажности уплотняемого грунта, за который принимаются крайние значения влажности по кривой стандартного уплотнения (см. рис. 13.2) или отношение крайних значений влажности w к оптимальной w_0 , т. е. $k_w = w / w_0$ (табл. 13.1).

При уплотнении грунтов максимальная степень плотности достигается на поверхности приложения уплотняющего воздействия, а по глубине и в стороны — снижается. В связи с этим выделяются зона распространения уплотнения и уплотненная зона грунта.

Зона распространения уплотнения представляет собой толщу грунта h'_{com} в пределах которой происходит повышение его плотности. Эта зона распространяется от уплотненной поверхности на глубину, на которой плотность сухого грунта повышается не менее чем на $0,02 \text{ т/м}^3$ по сравнению со значением ее до уплотнения.

За уплотненную зону принимают толщу грунта, в пределах которой плотность сухого грунта не ниже заданного или допустимого ее минимального значения.

Уплотнение грунтов сопровождается не только повышением степени его плотности, но и соответствующим понижением уплотненной поверхности (см. рис. 13.1). Понижение уплотненной поверхности представляет собой разность отметок ее до и после уплотнения и

ТАБЛИЦА 13.1. ЗНАЧЕНИЯ ДИАПАЗОНОВ ДОПУСКАЕМОГО ИЗМЕНЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДОВ УПЛОТНЯЕМЫХ ГРУНТОВ

Грунты	Диапазон допускаемого изменения влажности грунта при k_{com}		
	0,98	0,95	0,92
Крупные, средние, мелкие пески	Не ограничивается		
Пылеватые пески	0,6—1,35	0,5—1,45	0,4—1,6
Супеси	0,8—1,2	0,75—1,35	0,65—1,4
Суглинки	0,85—1,15	0,8—1,2	0,7—1,3
Глины	0,9—1,1	0,85—1,15	0,75—1,2

определяется по результатам опытных работ или вычисляется по формуле

$$\Delta h = (1 - \rho'_d / \rho_{d,com}) h'_{com} m_{com}, \quad (13.1)$$

где ρ'_d — среднее значение плотности сухого грунта до уплотнения; $\rho_{d,com}$ — среднее значение плотности сухого грунта, в пределах зоны распространения уплотнения; h'_{com} ; m_{com} — коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта в стороны и выпор его, принимаемый равным $m_{com} = 1 + 1,2$.

13.1.2. Исходные данные для проектирования

Исходными данными для проектирования уплотнения грунтов, а также для проектирования оснований и фундаментов на уплотненных грунтах являются необходимая степень уплотнения грунтов, деформационные и прочностные характеристики уплотненных грунтов, расчетные их сопротивления.

Необходимая степень уплотнения грунтов устанавливается в зависимости: от назначения уплотненных грунтов и нагрузок, передаваемых на них от фундаментов и других конструкций; от возможностей изменения температурно-влажностного режима уплотненного грунта; от диапазона изменения природной влажности грунтов, используемых для возведения обратных засыпок; от принятых и возможных технологических схем производства работ по отсыпке уплотняемого грунта и применяемого грунтоуплотняющего оборудования; от климатических условий производства работ; от производственных возможностей строительных организаций и пр. [7].

Для определения необходимой степени уплотнения грунтов с учетом приведенных выше факторов выполняется комплекс лабораторных исследований, включающий изучение уплотняемости грунтов (стандартное уплотнение), а также прочностных и деформационных характеристик уплотненных до различной степени плотности грунтов. По результатам стандартного уплотнения (см. рис. 13.2) определяются максимальная плотность $\rho_{d,max}$, оптимальная влажность w_0 , а также плотность сухого грунта при уплотнении его до различного коэффициента уплотнения и соответствующие диапазоны допускаемого изменения влажности.

По данным сдвиговых и компрессионных испытаний уплотненных до различной степени плотности грунтов строятся графики зависимости сцепления, угла внутреннего трения и модуля деформации от плотности грунта или от коэффициента уплотнения грунтов (рис. 13.3). На основе этих графиков в соответствии с необходимыми значениями сцепления, угла внутреннего трения и модуля деформации уплотненных грунтов назначается требу-

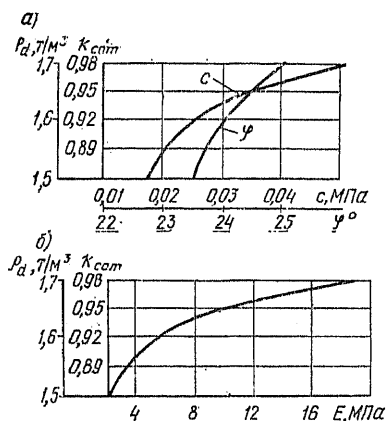


Рис. 13.3. Зависимости c , φ (а) и E (б) от коэффициента уплотнения и плотности сухого уплотненного грунта

емая степень уплотнения грунтов. При отсутствии данных описанных выше исследований необходимые значения степени уплотнения грунтов принимаются по табл. 13.2.

ТАБЛИЦА 13.2. НЕОБХОДИМАЯ СТЕПЕНЬ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Назначение уплотненного грунта	Коэффициент уплотнения k_{com}
Для оснований фундаментов зданий, сооружений и тяжелого технологического оборудования, а также полов с равномерной нагрузкой более 0,15 МПа	0,98—0,95
То же, среднего оборудования, внутренних конструкций, полов с нагрузкой 0,05—0,15 МПа	0,95—0,92
То же, легкого оборудования, полов с нагрузкой менее 0,05 МПа, отмостки у зданий	0,92—0,9
Незастриваемые участки	0,9—0,88

При возможном изменении температурно-влажностного режима уплотненных грунтов за счет их периодического промерзания и оттаивания приведенные в табл. 13.2 значения k_{com} целесообразно повышать на 0,01—0,02.

Модули деформации грунтов, уплотненных до различной степени плотности, должны приниматься, как правило, по результатам испытания их штампами. При отсутствии данных непосредственных испытаний значения модулей деформации допускается принимать по табл. 13.3.

Коэффициент изменчивости сжимаемости уплотненных грунтов α_{com} , обуславливаемый различной степенью уплотнения, переменной влажностью, неоднородностью состава грунта и представляющий собой отношение максимального значения модуля деформации к его возможному минимальному значению, допус-

ТАБЛИЦА 13.3. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ МОДУЛЕЙ ДЕФОРМАЦИИ НЕКОТОРЫХ ВИДОВ УПЛОТНЕННЫХ ГРУНТОВ

Грунты	E, МПа			
	при влажности уплотнения, равной w_0		в водонасыщенном состоянии	
	$k_{com} = 0,92$	$k_{com} = 0,95$	$k_{com} = 0,92$	$k_{com} = 0,95$
Лессовидные супеси	20	25	15	20
Лессовидные суглинки и глина	25	30	20	25
Крупные пески	30	40	—	—
Средние »	25	30	—	—
Мелкие »	15	20	—	—

кается принимать: $\alpha_{com} = 1,2$ при $k_{com} = 0,92$, $\alpha_{com} = 1,35$ при $k_{com} = 0,95$ и $\alpha_{com} = 1,5$ при $k_{com} = 0,98$.

Прочностные характеристики уплотненных до различной степени плотности грунтов определяются путем испытания их на срез в условиях завершённой консолидации с получением зависимости сцепления c и угла внутреннего трения φ от коэффициента уплотнения. Для предварительных расчетов нормативные значения прочностных характеристик уплотненных лессовых грунтов рекомендуется принимать по табл. 10.4.

Расчетные сопротивления уплотненных грунтов определяются с учетом прочностных характеристик грунтов и размеров фундаментов. При отсутствии прочностных характеристик, а также для предварительного назначения размеров фундаментов допускается пользоваться условными значениями расчетных сопротивлений R_0 уплотненных насыпных грунтов (табл. 13.4).

ТАБЛИЦА 13.4. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ИЗ УПЛОТНЕННЫХ ГРУНТОВ

Грунты	R_0 , МПа, при коэффициенте уплотнения k_{com}		
	0,92	0,95	0,97
Супеси	0,2	0,25	0,28
Суглинки	0,25	0,3	0,32
Глина	0,3	0,35	0,4
Крупные пески	0,3	0,4	0,5
Средние »	0,25	0,3	0,4
Мелкие »	0,2	0,25	0,3

13.1.3. Уплотнение грунтов укаткой

Уплотнение грунтов укаткой применяется для всех видов песчаных, глинистых, крупнообломочных грунтов на свободных участках и при большом фронте работ, обеспечивающих достаточную маневренность механизмов. Укатка грунтов в основном используется для сплошного уплотнения при возведении грунтовых подушек, планировочных насыпей, земляных сооружений различного назначения, при

подсыпке и подготовке оснований под полы и т. п.

Эффективность уплотнения грунтов укаткой зависит, в основном, от их влажности, вида и типа применяемых механизмов. Наибольшая эффективность уплотнения достигается в крупнообломочных грунтах; в глинистых и песчаных грунтах это достигается при их оптимальной влажности [5].

По условиям проходимости машины уплотнение глинистых грунтов допускается при влажности $w_{com} \leq w_p + kI_p$ (где k — коэффициент, принимаемый: $k = 0,6$ при $I_p \leq 0,08$; $k = 0,3$ при $I_p \geq 0,17$; при других значениях I_p коэффициент k принимается по интерполяции).

Основания на уплотненных укаткой грунтах проектируются так же, как и на грунтовых подушках (см. п. 10.1).

Уплотнение грунтов укаткой осуществляется самоходными и прицепными катками на пневматическом ходу, груженными скреперами, автомашинами, тракторами, основные технические показатели работы которых приведены в табл. 13.5.

Для уплотнения песчаных и глинистых грунтов укаткой не рекомендуется применять катки с гладкими вальцами, а также кулачковые катки, так как при заполнении пространства между кулачками грунтом достигаемая ими глубина уплотнения обычно незначительна и не превышает 0,2—0,4 м.

Грунтоуплотняющее оборудование выбирается с учетом его производительности, эффективности работы, маневренности и других факторов. Для предварительной подкатки грунтов целесообразно использовать тракторы и легкие катки. Укатывать грунты груженными скреперами и автомашинами рекомендуется в тех случаях, когда грунт доставляется по отсыпанному слою и можно обеспечить достаточно равномерное движение транспорта по всей площади отсыпанного слоя.

Перед производством основных работ выполняются опытные работы по уплотнению грунтов укаткой принятыми механизмами с

ТАБЛИЦА 13.5. ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ РАБОТЫ ГРУЗОУПЛОТНЯЮЩИХ МАШИН

Механизмы	Глубина уплотнения, м, в грунтах		Число проходов (ударов) или время уплотнения при k_{com}		
	песчаных	глинистых	0,98	0,95	0,92
Пневмокотки весом, кН:					
400	0,7	0,6	12	10	6
250	0,5	0,5	12	10	6
Груженные автомашины:					
БелАЗ	0,7	0,6	12	10	6
КрАЗ	0,5	0,5	12	10	6
МАЗ	0,4	0,4	12	10	6
Трамбующая машина Д-471	1,2	1	3	2	2
Виброкотки весом, кН:					
50	1	—	3	2	2
20	0,7	—	3	2	2
Виброплиты самопередвигающиеся:					
SVP-35	30	—	4	3	2
SVP-631	50	—	4	3	2
BSD-22	30	—	4	3	2
BSD-63	80	—	4	3	2
Вибротрамбовки самопередвигающиеся:					
ВУТ-5	20	—	4	3	2
ВУТ-3	40	—	4	3	2
Трамбовки электрические:					
ИЭ-4502	25	20	4	3	2
ИЭ-4504	35	25	4	3	2
Гидромолоты навесные:					
ГПМ-120	30	25	20*	15*	10*
СП-62	80	70	20*	15*	10*
Пневмомолоты навесные:					
ПН-1300	30	25	20*	15*	10*
ПН-2400	50	40	20*	15*	10*
Виброплоты подвесные:					
ВП-2	80	—	30*	25*	20*
ВП-6	50	—	30*	25*	20*
Вибротрамбовки подвесные СГТ-3 Тяжелые трамбовки весом:					
$m=25$ кН; $d=1,2$ м	2,2	2	16	12	8
$m=35$ кН; $d=1,4$ м	2,6	2,4	16	12	8
$m=45$ кН; $d=1,6$ м	3	2,7	16	12	8
$m=60$ кН; $d=2$ м	3,6	3,2	16	12	8
$m=100+150$ кН; $d=3+3,5$ м	5,5—5,5	5—6	16	12	8

Примечания: 1. Значения глубины уплотнения даны для оптимальной влажности грунтов и соответствуют коэффициенту уплотнения $k_{com}=0,95$. При уплотнении грунтов влажностью, в 1,2 раза большей или меньшей оптимальной, и при $k_{com}=0,98$ глубина уплотнения снижается на 20 %.

2. Глубина уплотнения рыхлых глинистых грунтов принимается на 20—25 %, а песчаных — на 15—20 % больше приведенных значений.

3. Цифры, отмеченные звездочкой, обозначают время уплотнения в с по одному следу для достижения соответствующего коэффициента уплотнения.

целью уточнения максимальной плотности сухих уплотненных грунтов, оптимальной влажности, толщины уплотненных слоев при заданном режиме уплотнения и необходимого числа проходов катков в соответствии с приведенной на рис. 13.4 схемой.

В комплексе работ по уплотнению грунтов укаткой входят подготовка поверхности для

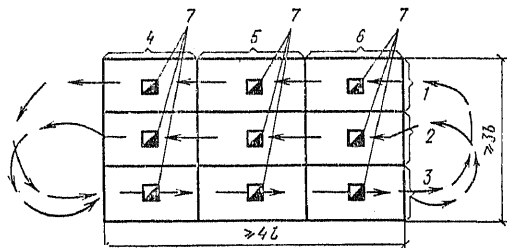


Рис. 13.4. Схема опытного участка для уплотнения грунтов укаткой (стрелками показаны направления движения механизмов)

1—3 — захватки соответственно с 6, 9 и 12 проходами; 4—6 — участки отсыпки грунта с влажностью соответственно равной $0,8w_p$, $1,0w_p$ и $1,2w_p$; 7 — шурфы или скважины для определения ρ_d и w уплотненного грунта; l и b — длина и ширина грунтоуплотняющего механизма

отсыпки грунта, подготовка самого грунта, доставка, отсыпка и разравнивание грунта, уплотнение грунта и контроль качества его уплотнения. Подготовка поверхности для отсыпки грунта включает срезку растительного, заторфованного, переувлажненного, мерзлого и т. п. слоя грунта, уборку строительного и другого мусора, планировку поверхности, уплотнение укаткой верхнего разрыхленного слоя и т. п.

Уплотнение укаткой производится при оптимальной или близкой к ней влажности грунтов. При влажности грунтов ниже пределов, указанных в табл. 13.1, их увлажняют в резерве, карьере или реке на месте укладки расчетным количеством воды Q , определяемым по формуле

$$Q = \frac{\rho d \cdot com}{\rho_w} (k w_0 - w) V, \quad (13.2)$$

где ρ_w — плотность воды, принимаемая равной 1 т/м^3 ; w — влажность грунта; k — коэффициент, учитывающий влияние климатических условий и принимаемый: при отсыпке грунта в дождливое время $k=0,9$, в сухое летнее время $k=1,1$; V — объем грунта.

Грунт при уплотнении укаткой доставляется обычно автосамосвалами или скреперами, а разравнивается бульдозерами с обеспечением заданной толщины слоя. При необходимости доувлажнения грунта на месте отсыпки и разравнивания грунта.

При применении тяжелых катков и автомашин для уплотнения грунта сначала произ-

водится подкатка его бульдозерами или тракторами. В процессе уплотнения грунтоуплотняющие механизмы движутся равномерно по всей уплотняемой площади с минимальным количеством разворотов.

При производстве работ в дождливое и жаркое время особое внимание уделяется обеспечению влажности грунтов, близкой к оптимальной, а в зимнее время — сохранению талого состояния грунтов.

Качество отсыпки и укатки грунта проверяется путем определения толщины отсыпаемого слоя, его влажности и плотности сухого грунта после его уплотнения в наиболее характерных пунктах, выбираемых из расчета один пункт на каждые 300—600 м² уплотняемой площади. При толщине слоя грунта до 50 см плотность сухого грунта и его влажность определяются в середине слоя, а при большей — на двух горизонтах, расположенных на расстоянии 10—15 см от верха и низа слоя.

Для контроля качества уплотнения грунтов используются методы: режущего кольца; парафинирования; метод лунки для крупнообломочных грунтов; радиоактивных изотопов поверхностными приборами; зондирования для песчаных грунтов [6].

13.1.4. Уплотнение трамбуемыми машинами

Уплотнение грунтов трамбуемыми машинами непрерывного действия производится для всех видов грунтов и, как правило, в стесненных условиях, при ограниченном фронте работ для возведения обратных засыпок котлованов, траншей, засыпки всевозможных пазух, щелей, вблизи подземных конструкций, в местах приямка земляных сооружений к бетонным и другим конструкциям [2, 8].

Основными типами трамбуемых машин являются:

самоходные трамбуемые машины на базе трактора (ДУ-12);

самоходные прицепные виброролы (Д-684 и др.);

самопередвигающиеся виброплиты (Д-604, Д-605, Д-639 и др.) и вибротрамбовки (ВУТ-3, ВУТ-4, ВУТ-5 и др.);

подвесные на кране виброплиты и вибротрамбовки (ПВТ-3, ВПП-2А и др.);

механические трамбовки с пружинно-воздушным механизмом (ИС-4502, ИС-4504 и др.), с компрессорно-воздушным ударным механизмом, с пружинным ударным механизмом и др.

Трамбовые машины непрерывного действия, основанные на ударном воздействии,

имеют практически одинаковую эффективность при уплотнении песчаных и глинистых грунтов, а машины, основанные на вибрационном и виброударном воздействии эффективны только в песчаных грунтах. Основные технические показатели работы этих машин приведены в табл. 13.5.

Тип трамбуемых машин непрерывного действия для уплотнения грунтов выбирается, с одной стороны, с учетом эффективности их работы, сменной производительности, возможности самопередвижения, вида базовой машины и т. п., а с другой — в зависимости от стесненности условий производства работ, объема работ, вида применяемого грунта и других факторов.

Самоходные трамбуемые машины и виброролы обычно применяются при фронте работ, достаточном для их маневрирования и разворота.

Самопередвигающиеся виброплиты и механические трамбовки целесообразны при весьма ограниченном фронте работ, а подвесные и ручные трамбовки — в труднодоступных местах.

Перед началом производства работ по уплотнению грунтов трамбуемыми машинами выполняются опытные работы, которые (так же как и подготовка поверхности для отсыпки грунта, подготовка самого грунта, отсыпка, разравнивание и уплотнение грунта, контроль качества уплотнения при достаточном фронте работ) выполняются по аналогии с описанными выше работами при уплотнении грунтов укаткой. Основное отличие состоит лишь в том, что при ограниченном фронте работ доувлажнение грунтов производят до их отсыпки, а в труднодоступные места грунт отсыпают экскаваторами, погрузчиками и разравнивают вручную.

Так как уплотнение грунтов трамбуемыми машинами применяется в стесненных условиях, пункты проверки качества уплотнения назначаются чаще, чем при других методах, и принимаются из расчета один пункт на каждые 100—300 м² уплотненной площади и обязательно не менее одного на каждом отдельном участке площадью 20—40 м².

13.1.5. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками производится свободным сбрасыванием с помощью крана-экскаватора с высоты 5—10 м трамбовок диаметром 1,4—3,5 м и весом 40—150 кН [3]. Тяжелые трамбовки применяются для уплотнения всех видов грунтов в их природном залегании (просадочных, засоленных,

насыпных, рыхлых песчаных грунтов), а также вновь отсыпанных при подготовке оснований под фундаменты, устройстве грунтовых подушек, возведении планировочных насыпей, земляных сооружений, обратных засыпках котлованов и т. п.

Эффективность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками определяется диаметром, весом, высотой сбрасывания трамбовки, а также степенью плотности, влажности, структурной прочностью уплотняемых грунтов. С увеличением диаметра, веса и высоты сбрасывания трамбовки глубина уплотнения возрастает [см. табл. 13.5 и формулу (10.36)]. Наибольшая эффективность уплотнения грунтов по глубине достигается при оптимальной влажности. При повышении степени плотности и структурной связности эффективность уплотнения снижается (в частности, в насыпных грунтах глубина уплотнения обычно на 30—40 % больше, чем в грунтах естественного сложения).

Основания на уплотненных тяжелых трамбовками различного вида грунтах проектируются так же, как и на просадочных с I типом грунтовых условий (см. п. 10.1).

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками весом до 50—70 кН выполняется с помощью оборудованных стрелой-драглайн строительных кранов-экскаваторов Э-1252 и Э-10011 грузоподъемной силой соответственно 250 и 180 кН, а трамбовками весом 100—150 кН — карьерных кранов-экскаваторов Э-2502 грузоподъемной силой 500—600 кН. В целях обеспечения нормальной работы крана-экскаватора в тяжелом режиме грузоподъемная сила крана-экскаватора должна в 3—4 раза превышать вес трамбовки. Для обеспечения требуемой высоты сбрасывания в необходимых случаях стрела удлиняется за счет вставки в среднюю часть дополнительного звена.

Трамбовка изготавливается из железобетона, имеет в плане форму круга или многоугольника (с числом сторон не менее восьми). Поддон и боковые стенки ее сворачиваются из листовой стали толщиной 8—16 мм, а подъемные петли — из листовой стали толщиной 20—40 мм (рис. 13.5). Трамбовка подвешивается к рабочему тросу крана-экскаватора с помощью вертлюгов и промежуточного троса длиной 1—1,5 м с грузом весом 200—500 Н, которые обеспечивают натяжение рабочего троса и исключают его преждевременный износ вследствие образования перегибов.

До начала производства работ обычно выполняется опытное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками для уточнения режима и эффективности уплотнения грунтов при их

различной влажности по схеме, приведенной на рис. 13.6. Уплотнение производится с замером понижения уплотняемой поверхности по металлическим штырям, забитым по центру каждого следа, нивелированием после каждого

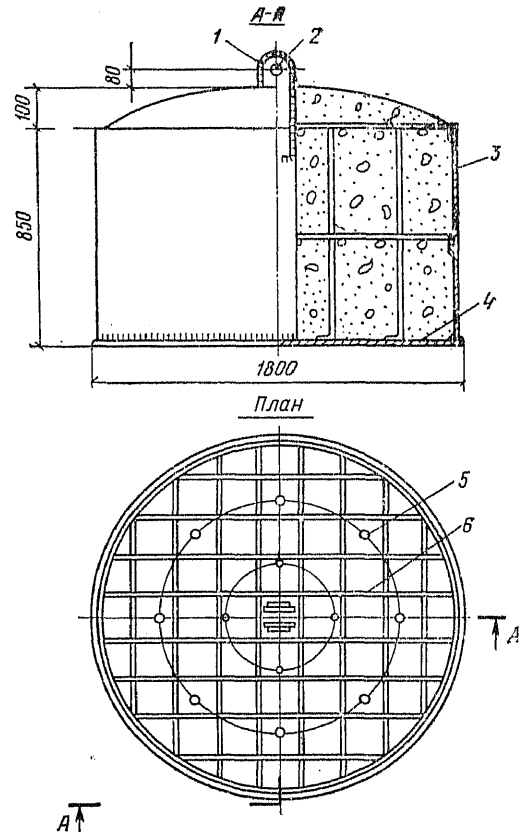


Рис. 13.5. Трамбовка для поверхностного уплотнения грунтов

1 — скоба для подъема трамбовки; 2 — отверстие в скобе; 3 — кожух; 4 — поддон; 5 — вертикальная арматура; 6 — горизонтальная арматура

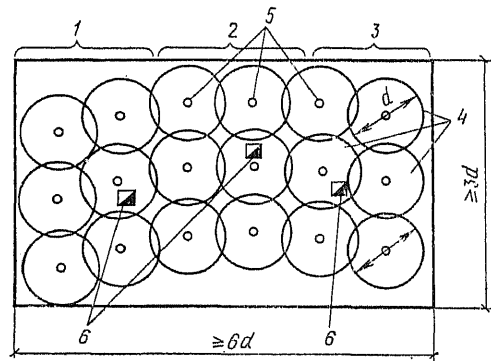


Рис. 13.6. Схема опытного участка для уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками
1—3 — участки грунта с влажностью соответственно $0,8w_p, w_p, 1,2w_p$; 4 — следы ударов трамбовки; 5 — точки нивелирования (штыри); 6 — шурфы или радиометрические скважины для определения ρ_d и w

двух ударов трамбовки. По результатам опытного уплотнения строятся графики понижения уплотняемой поверхности (рис. 13.1), по которым уточняются величина понижения уплотняемой поверхности, число ударов, необходимое для уплотнения до отказа. Кроме этого, после уплотнения закладывают шурфы или проходят радиометрические скважины на глубину не менее двух диаметров трамбовки. При этом определяются изменения по глубине плотности сухого грунта и его влажности, а также глубина уплотнения.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками выполняется после планировки поверхности котлована и подкатки ее тракторами или катками при наличии насыпных грунтов. При этом котлован должен быть огражден от попадания поверхностных вод с окружающей территории.

Трамбование производится с перекрытием следов (см. рис. 13.6) отдельными циклами при постоянном поворачивании стрелы по мере перехода с одного следа на другой. По каждому следу выполняется по два—четыре удара трамбовки. Для перехода с одного цикла на другой изменяется вылет стрелы или кран переезжает назад.

Такая последовательность сохраняется до тех пор, пока не будет произведено заданное число ударов трамбовки по каждому следу.

После окончания трамбования верхний разрыхленный слой грунта доуплотняется легкими ударами трамбовки при сбрасывании ее с высоты 0,5—1 м или укаткой. Если после трамбования отметка основания окажется ниже проектной, производится подсыпка местного грунта с уплотнением его укаткой.

В дождливое и сухое время года уплотнение тяжелыми трамбовками производится с учетом сохранения влажности уплотняемых грунтов близкой к оптимальной, а в зимнее время при талом состоянии грунта и его природной влажности — с учетом возможной глубины промерзания в течение суток и производительности применяемого оборудования в сутки.

Качество работ по уплотнению тяжелыми трамбовками грунтов с оптимальной влажностью проверяется по отказу при контрольном трамбовании после двух-трех ударов трамбовки в пунктах, располагаемых из расчета один пункт на каждые 100 м² уплотненной площади. При уплотнении грунтов с влажностью, отличающейся от оптимальной более чем на $\pm 0,02$, качество уплотнения проверяется определением плотности сухого грунта через 0,25—0,5 м по глубине при толщине уп-

лотненного слоя до 2—2,5 м и 0,5—0,75 м при большей толщине. Для определения плотности закладывают шурфы (или проходят радиометрические скважины) из расчета один шурф на каждые 300 м² уплотненной площади.

13.1.6. Вытрамбовывание котлованов

Вытрамбовывание котлованов под фундаменты производится уплотнением грунта путем сбрасывания в одно и то же место с высоты 4—8 м трамбовки весом 15—100 кН, имеющей форму будущего фундамента [3]. Вытрамбовывание котлованов под фундаменты применяется в просадочных лессовых грунтах I типа, в глинистых, в том числе водонасыщенных грунтах, в маловлажных пылеватых и мелких песчаных грунтах и др.

Для вытрамбовывания котлованов применяется навесное оборудование к крану-экскаватору со стрелой-драглайн (рис. 13.7) или (реже) с прямой лопатой либо к трактору. Это оборудование состоит из трамбовки, направляющей стойки или рамы и сбросной каретки. При вытрамбовывании котлованов шириной в плане до 0,8—1 м используется свабойное оборудование.

Направляющая стойка изготавливается длиной 8—12 м из трубы, либо из двух швеллеров, либо из четырех уголков, усиленных

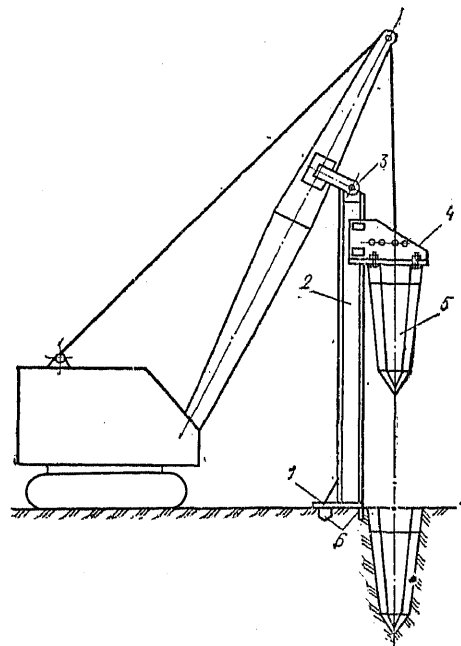


Рис. 13.7. Экскаватор с навесным оборудованием для вытрамбовывания котлованов
1 — опорная плита; 2 — направляющая стойка; 3 — шарнир; 4 — сбросная каретка; 5 — трамбовка; 6 — зубья

вертикальным листом, по которому скользит каретка. В верхней части направляющая штанга имеет шарнир, обеспечивающий перемещение штанги в двух направлениях и служащий для навешивания ее на стрелу-драглайн, а в нижней части — опорную плиту с зубьями, которые погружаются в грунт и предотвращают горизонтальные смещения штанги при вытрамбовывании котлованов.

Трамбовка, обычно имеющая в плане форму квадрата, прямоугольника или шестигранника, изготавливается из металлического листа толщиной 10—16 мм путем сварки отдельных элементов встык с последующим заполнением бетоном до заданного веса. Сверху трамбовки расположена крышка из листа толщиной 20—30 мм с болтами диаметром 30—60 мм, с помощью которых крышка крепится к сбросной каретке. Трамбовка навешивается на рабочий трос крана-экскаватора через вставку из троса длиной 0,8—1 м, благодаря чему исключаются закручивание рабочего троса и его преждевременный износ. В целях снижения тягового усилия на лебедку допускается запаска троса через полиспасть.

Сбросная каретка имеет коробчатое сечение и обычно состоит из двух швеллеров, усиленных накладками и соединенных с трех сторон металлическими листами. Каретка надевается на направляющую штангу и удерживается на ней с помощью пазов или полок швеллеров.

При использовании сваебойного агрегата для вытрамбовывания котлованов в качестве трамбовки применяется полый металлический шаблон, сваренный из листов и закрепленный болтами на молоте.

Эффективность вытрамбовывания котлованов определяется в основном теми же факторами, что и эффективность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками.

Котлованы вытрамбовываются под отдельно стоящие фундаменты с плоской или заостренной подошвой, ленточные прерывистые фундаменты, а также фундаменты с уширенным основанием, получаемым путем вытрамбовывания отдельными порциями в дно вытрамбованного котлована жесткого материала (щебня, гравия, песчано-гравийной смеси, крупного песка и т. д.).

Перед началом производства работ по вытрамбовыванию котлованов обычно проводятся опытные работы в два этапа. На первом этапе, выполняемом с целью отработки технологии производства работ, определяют:

среднее число ударов трамбовки заданного веса, размеров и оптимальную высоту сбрасывания для вытрамбовывания котлованов необходимой глубины;

для фундаментов с уширенным основанием из жесткого материала количество и объем засыпки жесткого материала, а также необходимое число ударов для вытрамбовывания каждой порции засыпки в дно котлована;

для ленточных прерывистых фундаментов минимально допустимые расстояния между двумя соседними котлованами при различной глубине их вытрамбовывания.

На втором этапе определяются плотность сухого грунта, влажность, прочностные характеристики φ и c уплотненного грунта, размеры уплотненной зоны вокруг вытрамбованного котлована, а также размеры уширенного основания при вытрамбовывании в дно котлована жесткого материала. Кроме этого, в необходимых случаях проводят испытания опытных фундаментов на вертикальные и горизонтальные нагрузки и определяют модули деформации уплотненных и неуплотненных грунтов.

Опытные работы по вытрамбовыванию котлованов производятся на площадке, расположенной в непосредственной близости от строящегося объекта, в котловане, открытом на проектную глубину, трамбовками всех видов и размеров, применяемыми для устройства фундаментов. В процессе опытных работ понижения дна котлована после каждых двух ударов трамбовки замеряют нивелированием ее верха. На основе этого строится график понижения дна котлована в зависимости от числа ударов трамбовки (по аналогии с рис. 13.1).

При вытрамбовывании котлованов под ленточные прерывистые фундаменты, а также под столбчатые фундаменты при расположении их в осях на расстояниях менее $2b_m$ (где b_m — ширина котлована в среднем сечении) дополнительно замеряются вертикальные и горизонтальные перемещения грунта на окружающей их поверхности по двум створам.

Для фундаментов с уширенным основанием опытные работы производятся, как правило, с вытрамбовыванием жесткого материала трех различных объемов.

После вытрамбовывания по оси котлована закладывают шурфы или разрабатывают траншею на глубину не менее $2b_m$ ниже его дна с таким расчетом, чтобы одна из стенок шурфа проходила через центр котлована. При этом определяют влажность, плотность сухого уплотненного грунта, форму и размеры уплотненной зоны и уширенного основания, а также отбирают монолиты уплотненного грунта с

целью определения его прочностных характеристик φ и c .

На втором этапе опытных работ производятся испытания опытных фундаментов вертикальными и горизонтальными нагрузками.

Для вытрамбовывания котлованов трамбовка устанавливается по центру и осям будущего фундамента и трамбование производится последовательным сбрасыванием трамбовки по направляющей штанге с высоты 3—8 м. Высота сбрасывания трамбовки назначается такой, чтобы погружение трамбовки за один удар не превышало 0,15 глубины котлована, исключалось засасывание трамбовки, обеспечивалась сохранность стенок котлована и т. п. Для доуплотнения верхнего слоя дна котлована последний удар трамбовки делается с высоты около 1 м.

Втрамбовывание жесткого материала в дно котлована производится, как правило, сразу же после вытрамбовывания котлована без изменения положения механизма и направляющей штанги.

Засыпка и втрамбовывание жесткого материала в вытрамбованный котлован производится отдельными порциями из расчета заполнения котлована на 0,6—1,2 м по высоте и выполняется при поднятой трамбовке мерными емкостями (например, ковшем автопогрузчика). Каждая порция материала засыпается после втрамбовывания предыдущей порции до проектной глубины котлована или отметки, указанной в проекте. Жесткий материал втрамбовывается в дно котлована сбрасыванием трамбовки с высоты 4—8 м. При осыпании грунта со стенок котлована высота сбрасывания трамбовки снижается до 3—4 м. Втрамбовывание жесткого материала продолжается до тех пор, пока не будет погружен в грунт заданный в проекте объем материала. Втрамбовывание последней порции материала допускается прекращать, не доходя до проектной отметки, если после 12 ударов трамбовки понижение трамбуемой поверхности за 1 удар менее 3—4 см.

Смещение центров вытрамбованных котлованов от проектного положения не должно превышать 0,1 его ширины поверху или 0,05 при наличии стакана для установки колонны. При невыполнении этих условий перед сдачей котлованов производится соответствующая подрезка его боковых стенок вручную с удалением или доуплотнением осыпавшегося грунта на дно котлована.

Приемка-сдача готовых котлованов под бетонирование фундаментов осуществляется отдельными захватками (секциями). Каждый котлован очищается от рыхлого и разуплот-

ненного грунта на дне и стенках котлована и для исключения влияния атмосферных воздействий, а также с учетом требований техники безопасности закрывается крышкой.

Вытрамбовывание котлованов в зимнее время должно производиться при талом состоянии грунта при его природной влажности. При промерзании грунта на глубину более 30 см перед началом работ по вытрамбовыванию котлованов его оттаивают на всю толщину мерзлого слоя. Перед вытрамбовыванием котлованов снег и лед с поверхности грунта удаляются. При производстве работ по вытрамбовыванию котлованов и втрамбовыванию жесткого материала в дно котлована не допускается попадание в котлован комьев снега, льда, мерзлого грунта. Втрамбовывание жесткого материала в дно котлована в зимних условиях должно производиться сразу же после вытрамбовывания котлована, пока грунт не замерз. После втрамбовывания материала котлованы должны закрываться утепленными крышками с тем, чтобы сохранить талое состояние грунта на дне и стенках котлованов до бетонирования фундаментов.

13.1.7. Глубинное уплотнение пробивкой скважин

Глубинное уплотнение грунтов пробивкой скважин (грунтовыми сваями) (рис. 13.8) заключается в том, что в уплотняемом массиве пробивают ударным снарядом скважины с вытеснением грунта в стороны и созданием вокруг них уплотненных зон. Затем эти скважины засыпают местным грунтом с послойным уплотнением тем же снарядом. При расположении скважин на определенных расстояниях l , обычно изменяющихся от 2,5 до 5 диаметров скважины, получается массив уплотненного грунта, характеризующийся повышенными прочностными характеристиками и более низкой сжимаемостью. За счет частичного выпора грунта при пробивке скважин верхняя часть уплотненного массива, называемая буферным слоем, разуплотняется и перед закладкой фундаментов ее снимают или доуплотняют [3]. Глубинное уплотнение пробивкой скважин применяется в просадочных лессовых и насыпных глинистых грунтах при степени их влажности 0,3—0,7.

Для пробивки скважин и уплотнения засыпаемого в них грунта применяются станки ударно-канатного бурения БС-1М или БС-2 и навесное оборудование к крану-экскаватору. Станки БС-1М имеют штангу (ударный снаряд) весом 28—32 кН с наконечником диаметром 325—425 мм и обеспечивают 44—52 удара в 1 мин с высоты 0,9—1,1 м, при кото-

рых достигается пробивка скважин диаметром 0,5—0,55 м и создается уплотненная зона радиусом 0,7—0,9 м.

Навесное оборудование к крану-экскаватору для пробивки скважин, близкое по кон-

бивки скважин диаметром 0,7—1 м и создания уплотненной зоны радиусом 1,2—1,8 м.

Опытные работы по глубинному уплотнению пробивкой скважин выполняются перед началом производства работ с целью уточнения: расстояния между скважинами; расхода грунта для заполнения скважин; минимально допустимой степени плотности грунта в уплотненном массиве; технологии производства работ. Опытное уплотнение производится отдельными скважинами на глубину не менее 15 диаметров пробивного снаряда с закладкой контрольного шурфа для отбора проб на влажность и плотность грунта.

Производство работ по глубинному уплотнению просадочных грунтов пробивкой скважин включает: подготовку котлована для уплотнения, пробивку скважин, заполнение скважин грунтовым материалом и пооперационный контроль качества выполненных работ.

Котлованы для глубинного уплотнения пробивкой скважин разрабатываются по всей площади здания или отдельными участками с учетом последующего удаления или доуплотнения буферного слоя. Во всех случаях должен полностью срезаться почвенно-растительный слой грунта, содержащий более 0,05 органических остатков.

Пробивку скважин, как правило, осуществляют при природной влажности грунта. Если влажность грунтов значительно ниже оптимальной, при пробивке скважин подливают воду, необходимое количество которой подбирается опытным путем. При наличии переувлажненных грунтов для проходки скважин применяют ударный снаряд с наконечником меньшего диаметра с соответствующим уменьшением расстояния между скважинами. В случаях, когда переувлажненный грунт залегает линзами непосредственно с поверхности, производят замену его грунтом оптимальной влажности и пробивку скважин ведут через насыпной слой. При этом перед устройством фундаментов верхнюю часть уплотненного грунта доуплотняют тяжелыми трамбовками на глубину не менее 2 м.

При пробивке скважин положение мачты должно быть вертикальным. Скважины пробивают через одну. Пропущенные скважины пробивают после полного заполнения предыдущих грунтовым материалом. Обычно при глубинном уплотнении станки ударно-канатного бурения работают попарно с таким расчетом, что один станок пробивает скважины, а другой уплотняет засыпаемый в них грунт.

При необходимости повышения прочности в нижней части уплотненного массива и создания под ним основания повышенной несущ-

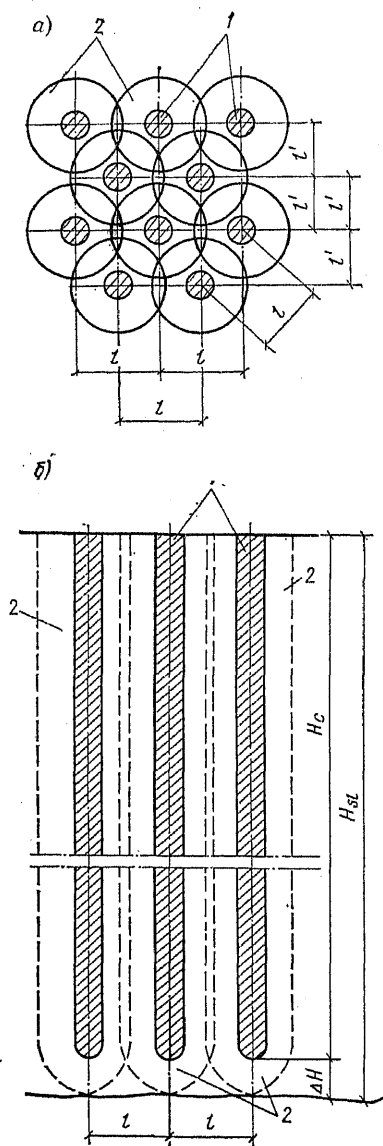


Рис. 13.8. Расположение скважин (а) и разрез уплотненного массива (б) грунтовыми сваями
1 — пробитые скважины; 2 — уплотненные зоны вокруг скважин

струкции к описанному выше (см. рис. 13.7), включает направляющую штангу и пробивной снаряд в виде штанги с наконечником диаметром 520—820 мм, весом 30—55 кН, сбрасываемый с высоты 4—10 м. При таком диаметре наконечника обеспечивается возможность про-

шей способности в дно пробитой скважины втрамбовывается жесткий грунтовый материал (щебень, гравий, песчано-гравийная смесь, крупный песок и т. п.). Жесткий грунтовый материал отсыпается отдельными слоями высотой $0,8-1,2 d$ (где d — диаметр скважины) и втрамбовывается до отказа, т. е. когда понижение дна скважины за 25 ударов не превышает 2 см. В нижнюю часть уплотненного массива жесткий грунтовый материал отсыпается слоями толщиной $1,5-2 d$ и уплотняется 25—30 ударами трамбовки (в течение 0,5 мин).

Засыпка верхней части скважин, а также по всей их глубине в случае применения обычного глубинного уплотнения выполняется местным лессовым или глинистым грунтом с влажностью, близкой к оптимальной. Отклонение влажности засыпаемого в скважины глинистого грунта от оптимальной допускается не более чем на $+0,02$ или $-0,06$.

Для засыпки грунтового материала в скважины обычно используют малогабаритные бульдозеры (например, ДТ-54), оборудованные совками-дозаторами с таким расчетом, чтобы вместимость их составила $0,25-0,3$ м³. Грунтовый материал в скважины засыпают при поднятом ударном снаряде.

При пооперационном контроле за качеством работ по пробивке скважин проверяются их диаметр, глубина и расстояние между скважинами сверху. В том случае, если полученные расстояния между скважинами превышают заданные в проекте более чем на 20—25 %, проходят дополнительные скважины наконечником меньшего диаметра (210—250 мм). При заполнении скважин грунтовым материалом контролируются объем грунта в каждой отсыпаемой порции, влажность отсыпаемого глинистого грунта, однородность его состава на основе визуального осмотра, число ударов трамбуемого снаряда для уплотнения каждой порции грунта. В необходимых случаях после завершения работ определяются плотность сухого грунта и его влажность путем проходки шурфов или радиометрических скважин.

13.1.8. Уплотнение подводными и глубинными взрывами

Уплотнение грунтов взрывами заключается в одновременном взрывании в водной или грунтовой среде установленных по определенной сетке на некоторой глубине от поверхности (рис. 13.9) зарядов взрывчатого вещества (ВВ), под воздействием которых происходит разрушение существующей структуры грунта и его дополнительное уплотнение. При

этом с целью снижения прочности маловлажных грунтов до минимального значения и создания наиболее благоприятных условий для разрушения существующей структуры и уплотнения грунта до взрывов производят предварительное его замачивание.

При уплотнении подводными взрывами заряды ВВ взрываются в водной среде. Слой

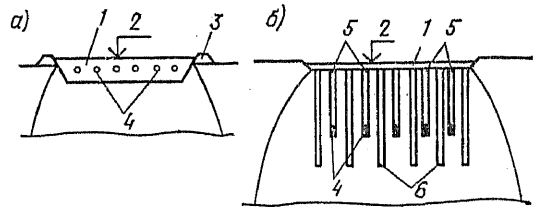


Рис. 13.9. Схемы уплотнения грунтов

а — подводными; б — глубинными взрывами; 1 — котлован; 2 — уровень воды; 3 — обвалование котлована; 4 — заряды взрывчатого вещества; 5 — скважины для установки зарядов; 6 — дреляжные скважины

воды, расположенный под зарядами, обеспечивает равномерную передачу взрывного воздействия на грунт. Столб воды, находящийся выше ВВ, служит для гашения энергии взрыва, направленной вверх. В процессе глубинных взрывов пригрузку создает верхний слой грунта, в связи с чем заряды ВВ располагаются на достаточной глубине.

Уплотнение подводными взрывами (см. рис. 13.9, а) выполняется в котлованах с высотой столба воды не менее $1,3-1,5$ м с таким расчетом, чтобы толщина воды над зарядами была не менее 1 м, ниже — равнялась $0,3-0,4$ м. Заряды ВВ массой $0,5-1,5$ кг устанавливаются по сетке через $0,6-1,2$ м. В результате подводного взрыва происходит уплотнение под влиянием как взрывного воздействия, так и собственного веса грунта с понижением уплотненной поверхности на $0,3-0,8$ м и образованием по ее периметру трещины-уступа. Максимальное значение плотности сухого грунта при уплотнении подводными взрывами наблюдается на глубине $0,2-0,3$ м от поверхности, а ниже — уменьшается до природной. Глубина уплотнения подводными взрывами в зависимости от грунтовых условий, величины зарядов обычно составляет $1-4$ м.

Уплотнение глубинными взрывами (см. рис. 13.9, б) также производится в котлованах глубиной $0,3-1$ м. Маловлажные грунты обычно предварительно замачивают через дреляжные скважины, что снижает продолжительность замачивания, расход воды и растекание ее в стороны. Заряды ВВ массой $5-12$ кг устанавливаются на глубине $3-12$ м и

в скважинах, расположенных на расстоянии 4—10 м одна от другой. При глубинном взрыве происходит уплотнение грунта в нижней части массива с понижением уплотненной поверхности на 0,5—2,5 м и образованием по ее периметру трещин с уступами. Толщина верхнего недостаточно уплотненного слоя грунта в зависимости от его вида изменяется от 2—3 до 5—6 м.

Уплотнение подводными взрывами применяется в просадочных лессовых грунтах с I типом грунтовых условий по просадочности, рыхлых песчаных и глинистых грунтах, в том числе намывных и насыпных, а глубинными взрывами — в просадочных лессовых грунтах с II типом грунтовых условий по просадочности, в рыхлых песчаных, супесчаных грунтах, главным образом намывных под воду. Наибольшая эффективность достигается при уплотнении взрывами песчаных грунтов, супесей, а также лессовидных суглинков с плотностью сухого грунта до 1,45 т/м³ и числом пластичности до 0,14. В плотных глинистых грунтах с большим содержанием глинистых частиц прочность оказывается достаточно высокой, поэтому такие грунты при взрывном воздействии полностью не разрушаются, в результате чего могут образоваться камуфлетные полости, не заполненные грунтом.

При уплотнении грунтов подводными и глубинными взрывами необходимо учитывать возникновение опасных зон, влияние на эффективность уплотнения степени влажности грунтов, консолидацию по мере снижения влажности уплотненных грунтов и другие факторы. Опасные зоны по действию воздушной волны и колебаниям грунтового массива определяются в основном массой одновременно взрываемого заряда и обычно распространяются на расстояние 30—60 м. Наибольшая эффективность уплотнения взрывами достигается при степени влажности грунтов 0,7—0,8. При такой влажности прочностные характеристики снижаются до минимальных величин, и в грунте сохраняются заполненные воздухом поры, способствующие интенсивному уплотнению

грунта в процессе взрывов и после них.

Качество уплотнения грунтов поверхностными и глубинными взрывами определяется по общей величине осадки поверхности, а также определением плотности сухого уплотненного грунта радиоизотопными методами, методом режущего кольца и др.

13.2. ИНЪЕКЦИОННОЕ ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ СПОСОБАМИ СИЛИКАТИЗАЦИИ И СМОЛИЗАЦИИ¹

13.2.1. Общие положения

Силикатизация и смолизация грунтов применяются для повышения несущей способности оснований и устройства фундаментов из укрепленного грунта. Этот метод может применяться в песчаных грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,5 до 80 м/сут и в лессовых просадочных грунтах с коэффициентом фильтрации от 0,2 до 2,0 м/сут. Силикатизация и смолизация грунтов осуществляются путем нагнетания в грунт через систему инъекторов или скважин водных растворов или смесей, приготовляемых на основе силиката натрия и синтетических смол с отвердителем. Для за-

¹ В составлении п. 13.2 принимали участие Л. И. Кудренко и А. Ф. Селезнев.

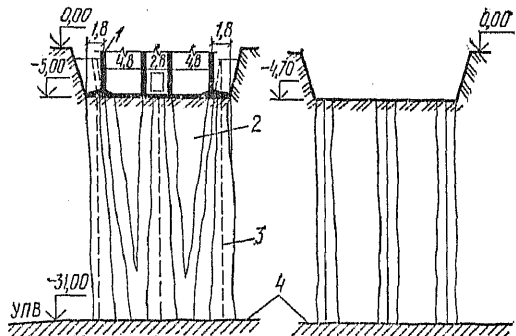


Рис. 13.10. Опоры из силикатизированного лессового грунта под строящееся здание

1 — фундамент; 2 — незакрепленный грунт; 3 — закрепленный силикатизацией грунт; 4 — непросадочный грунт

Рис. 13.11. Технологические схемы химического закрепления грунтов под фундаментами существующих зданий

1 — фундамент; 2 — инъекторы; 3 — закрепленный грунт

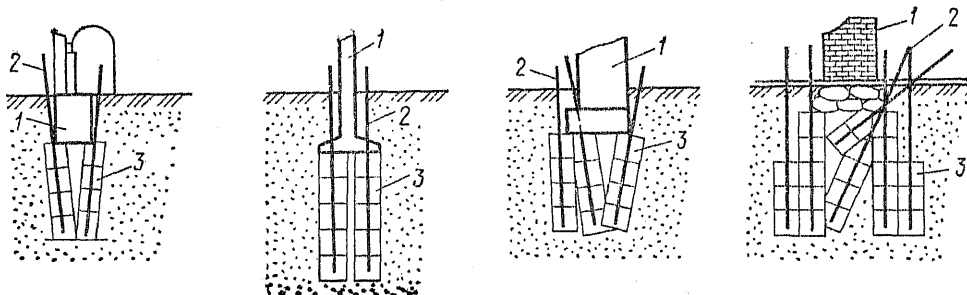


ТАБЛИЦА 13.6. СПОСОБЫ ХИМИЧЕСКОГО ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ И ОБЛАСТЬ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

Способ	Реакция среды закрепляющих реагентов	Область применения	Коэффициент фильтрации грунтов, м/сут	Прочность закрепленного грунта при сжатии*, МПа
Двухрастворная силикатизация на основе силиката натрия и хлористого кальция Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и кремнефтористоводородной кислоты Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия	Щелочная	В песках гравелистых, крупных и средней крупности	5—80	$\frac{2,0-8,0}{5,0}$
	»	В песках средней крупности, мелких и пылеватых, в том числе карбонатных	0,5—20	$\frac{1,0-5,0}{3,0}$
	»	В просадочных грунтах, обладающих емкостью поглощения не менее 10 мг-эка на 100 г сухого грунта и степенью влажности не более 0,7** То же**	0,2—2,0	$\frac{0,5-1,5}{1,0}$
Газовая силикатизация на основе силиката натрия и углекислого газа	»	В песках средней крупности, мелких и пылеватых, в том числе карбонатных То же	0,5—20	$\frac{0,5-3,5}{2,0}$ $\frac{1,0-5,0}{3,0}$
	»	В песках средней крупности, мелких и пылеватых, в том числе карбонатных То же	0,5—20	$\frac{1,0-0,3}{2,0}$
Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и формальда с добавкой кремнефтористоводородной кислоты Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и ортофосфорной кислоты Однорастворная силикатизация на основе силиката натрия и алюмината натрия Однорастворная смолизация на основе карбамидных смол марок М, М-2, М-3, МФ-17 и соляной кислоты То же, и щавелевой кислоты	Кислая	В песках средней крупности, мелких и пылеватых	0,5—10	$\frac{0,2-0,5}{0,35}$
	Щелочная	В песках средней крупности, мелких и пылеватых, в том числе карбонатных	0,5—10	$\frac{0,2-0,3}{0,25}$
	Кислая	В песках всех видов от пылеватых до гравелистых, кроме карбонатных	0,5—50	$\frac{2,0-8,0}{5,0}$
	»	В песках всех видов от пылеватых до гравелистых	0,5—50	$\frac{2,0-8,0}{5,0}$

* Под чертой даны средние значения прочности закрепления.

** При других характеристиках грунтов возможность применения силикатизации устанавливается опытным путем.

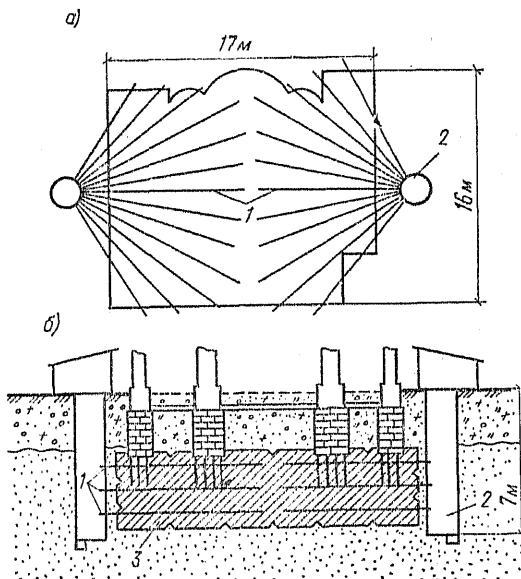


Рис. 13.12. Схема закрепления грунтов под фундаментами существующих зданий по горизонтальной технологии

а — план; б — разрез; 1 — инъекторы; 2 — технологические колодцы; 3 — закрепленный массив

крепления песчаных и просадочных лессовых грунтов применяются способы, описанные в табл. 13.6. На рис. 13.10—13.12 даны схемы инъекционного закрепления грунтов.

При закреплении песчаных грунтов двухрастворной силикатизацией плотность раствора силиката натрия назначают в зависимости от коэффициента фильтрации грунтов согласно табл. 13.7, а плотность раствора хлористого кальция принимают 1,26—1,28. Для безводного хлористого кальция указанным величинам плотности соответствуют 28—30 %ные значения концентрации. Рецептуры гелеобразующих смесей, применяемые при однорастворной силикатизации песков, приведены в табл. 13.8; компоненты газовой силикатизации — в табл. 13.9.

ТАБЛИЦА 13.7. ПЛОТНОСТЬ РАСТВОРА СИЛИКАТА НАТРИЯ, ПРИМЕНЯЕМОГО ДЛЯ ДВУХРАСТВОРНОЙ СИЛИКАТИЗАЦИИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ (при температуре 18 °С)

Коэффициент фильтрации, м/сут	Плотность раствора, г/см ³
2—10	1,35—1,38
10—30	1,38—1,41
20—80	1,41—1,44

Таблица 13.8. РЕЦЕПТУРЫ ГЕЛЕОБРАЗУЮЩИХ СМЕСЕЙ, ПРИМЕНЯЕМЫХ ДЛЯ ОДНОРАСТВОРНОЙ СИЛИКАТИЗАЦИИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

№ рецептуры	Крепитель	Плотность крепителя, г/см ³	Отвердитель	Плотность отвердителя, г/см ³	Объемное отношение отвердителя к крепителю	Продолжительность гелеобразования, мин	Порядок приготовления смеси
1	Силикат натрия (модуль 2,8—3,1)	1,25—1,3	Кремнефтористоводородная кислота	1,1—1,08	0,12—0,2	10—20 при t=20°C 60 при t=5°C	Отвердитель добавляют к крепителю
2 3	То же	1,15 1,19	Алюминат натрия Ортофосфорная кислота	1,05 1,025	0,2—0,25 3,4—6	60—180 60—600	То же Крепитель добавляют к отвердителю
4	Силикат натрия (модуль 3,3—3,4)*	1,28—1,3	50 %-ный раствор формальда	1,073	0,3—0,5	15—180	Отвердитель добавляют к крепителю
5	Силикат натрия (модуль 2,8—3,1)	1,28	Этилацетат Контакт Петрова*	— —	0,03—0,1 0,04—0,06	30—72	Крепитель смешивают с контактом Петрова и в полученную смесь добавляют этилацетат

* Раствор силиката повышенного модуля получают путем обработки силиката модуля 2,5—3,0 кремнефтористоводородной кислотой плотностью 1,1—1,08 в количестве 5—6 % по объему.

** Контакт Петрова предварительно разбавляют водой в соотношении 1 : 3.

Таблица 13.9. ТЕХНОЛОГИЯ ГАЗОВОЙ СИЛИКАТИЗАЦИИ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ И ЛЕССОВЫХ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

№ рецептуры	Грунт	Плотность крепителя, г/см ³	Расход крепителя в долях от объема пор	Расход отвердителя, кг на 1 м ³ грунта	Последовательность закачки компонентов в грунт
1	Песок	1,19—1,3	0,8	4—6,5	Углекислый газ (2—2,5 кг), силикат натрия, углекислый газ (2—4 кг)
2	Просадочный лессовый	1,1—1,2	0,8	5—7,5	Углекислый газ (2—3 кг), силикат натрия, углекислый газ (3—4,5 кг)

Примечание. Крепитель — силикат натрия; отвердитель — углекислый газ в баллонах.

Таблица 13.10. ГОСТЫ НА ХИМИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Реактив	Стандарт	Физическое состояние реактива
Силикат натрия Хлористый кальций Ортофосфорная кислота Кремнефтористоводородная кислота Углекислый газ	ГОСТ 13079—81 ГОСТ 450—77 ТУ 10678-76 ГОСТ 6552—90 ГОСТ 8050—76	Жидкость Комки Жидкость » Сжиженный

Таблица 13.11. ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СИЛИКАТА НАТРИЯ

Показатели	Значения показателей для силиката натрия	
	содового	содово-сульфатного
Внешний вид	Густая жидкость желтого или серого цвета без механических включений, видимых невооруженным глазом	
Содержание компонентов, %:	Густая жидкость от желтого до коричневого цвета без механических включений, видимых невооруженным глазом	
кремнезема	31—33	28,5—29,5
оксида железа и оксида алюминия, не более	0,25	0,4
оксида кальция, не более	0,2	0,25
сернистого ангидрида (в пересчете на серу), не более	0,06	0,4
оксида натрия	10—12	10—11
Силикатный модуль	2,65—3,4	2,65—3,4
Плотность, г/см ³	1,36—1,5	1,43—1,5

Химические материалы, применяемые для закрепления грунтов способом силикатизации, должны удовлетворять требованиям действующих стандартов (табл. 13.10).

Силикат натрия (содовый или содово-сульфатный) доставляется к месту работы в виде силикат-глыбы или раствора плотностью 1,4—1,5 г/см³. Раствор силиката натрия дол-

жен отвечать требованиям ГОСТ 13079—81. По физико-химическим показателям силикат натрия должен соответствовать данным табл. 13.11.

Силикатный модуль есть отношение числа грамм-молекул кремнезема SiO_2 к числу грамм-молекул окиси натрия Na_2O . Силикатный модуль является основной характеристикой силиката натрия, определяющей его состав. В процессе производства работ модуль употребляемых растворов силиката натрия подлежит контрольным определениям.

Применяемый при однорастворной силикатизации в качестве отвердителя (коагулянта) алюминат натрия должен удовлетворять следующим требованиям: каустический модуль 1,5—1,7 (отношение $\text{Na}_2\text{O}/\text{Al}_2\text{O}_3$), круп-

ность дробления 5—6 мм; содержание нерастворимых взвешенных частиц 1—2%. Рецептуры растворов при однорастворной смолизации песчаных грунтов приведены в табл. 13.12.

Преимуществом смолизации перед однорастворной силикатизацией песков является возможность значительно более прочного закрепления грунтов. Для глубинного закрепления смолизацией, не связанного с последующим вскрытием закрепленных грунтов (например, при усилении оснований, устройстве фундаментов или защитных стенок), следует применять способы на основе карбамидных смол марок М, М-2, МФ-17. При смолизации грунтов с целью проходки подземных выработок допускается применять способы на ос-

ТАБЛИЦА 13.12. РЕЦЕПТУРЫ РАСТВОРОВ ДЛЯ СМОЛИЗАЦИИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

№ рецептуры	Марка крепителя (карбамидной смолы)	Плотность крепителя при $t=18^\circ\text{C}$, г/см ³	Отвердитель	Плотность отвердителя, г/см ³	Объемное отношение отвердителя к крепителю	Продолжительность гелеобразования, мин	Порядок приготовления смеси
1	М	1,08	5 %-ная соляная кислота	1,023	0,05—0,06	40—180	В смолу при тщательном перемешивании вливают кислоту
2	М-2	1,09—1,1	5 %-ная щавелевая кислота	1,023	0,12—0,14	60—180	То же
3	М-2	1,09—1,1	5 %-ная соляная кислота	1,023	0,07—0,08	50—150	»
4	М-17	1,08—1,09	То же	1,09—1,1	0,08—0,10	40—150	»
5	М-3	1,12—1,13	»	1,023	0,03—0,05	25—150	»
6	М-3	1,178—1,18	Азотнокислый аммоний 5 %-ная соляная кислота	1,1—1,2 1,023	1—2 0,25—0,35	30—150 —	Крепитель смешивают с азотнокислым аммонием, затем добавляют кислоту
7	М-3	1,178—1,18	Сульфитно-спиртовая барда 5 %-ная соляная кислота	1,15—1,16 1,023	1—2 0,25—0,35	30—180 —	К сульфитно-спиртовой барде добавляют кислоту, затем кислый раствор сульфитной барды смешивают с крепителем

Примечание. Способ смолизации по рецептуре № 2 применяется для закрепления карбонатных песков.

ТАБЛИЦА 13.13. ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КАРБАМИДНЫХ СМОЛ

Показатели	Значения показателей для смол марки			
	М (МРТУ 05-1101-67)	М-2 (МРТУ 05-1101=67)	М-3 (ВТУ 1Г-151-70)	МФ-17 (МРТУ 6-05-100-66)
Внешний вид	Сиропообразная жидкость однотонная по цвету. Допускается мутность в виде устойчивых кристаллов			Однотонная вязкая жидкость белого или светло-коричневого цвета. Допускается мутность
Плотность при $t=20^\circ\text{C}$, г/см ³	1,15—1,2	1,15—1,2	1,15—1,2	1,25—1,27
Вязкость при $t=20^\circ\text{C}$ по вискозиметру ВЗ-1	4—10	4—10	4—35	40—100
Концентрация водородных ионов, pH	7,2—9	7,2—9	7—9	7,5—8,5
Содержание свободного формальдегида, %, не менее	Не определяется	2	0,5	3
Растворимость в воде	Растворяется, допускается легкий осадок на дне	Не определяется	В соотношении 1:1	При смешивании воды и смолы раствор не должен коагулировать

Примечание. Срок хранения смол марок М, М-2 М-3 — не более 3 мес, марки МФ-17 — не более 2 мес.

нове смолы марки М-3, содержащей наименьшее количество свободного формальдегида (0,3—0,5 %).

Рабочая концентрация смолы достигается следующим образом: крепитель М-2 разбавляется водой в соотношении 1:0,8 до плотности раствора 1,09 г/см³, являющейся нижним пределом разбавления; крепитель М-3 разбавляется водой в соотношении 1:0,5 до плотности раствора 1,12 г/см³; крепитель МФ-17 разбавляется водой в соотношении 1:2 до плотности 1,08 г/см³. При разбавлении смолы растворами азотнокислого аммония или сульфитно-спиртовой барды раствор наиболее стабилен в отношении продолжительности гелеобразования.

Применяемые при смолизации в качестве крепителей растворы карбамидных смол по физическим и химическим характеристикам долж-

ны удовлетворять нормам, приведенным в табл. 13.13, а щавелевая (кристаллогидрат) и соляная (жидкость) кислоты — требованиям ТУ П-1391-5 и ГОСТ 13282—76.

13.2.2. Расчет основных параметров

Расчетный радиус закрепления при силикатизации и смолизации грунта зависит от водопроницаемости грунтов и определяется по табл. 13.14. При создании сплошного закрепленного массива инъекторы или скважины в плане располагаются рядами в шахматном порядке (рис. 13.13 и 13.14). Расстояния между рядами инъекторов и инъекционных скважин вычисляются по формуле

$$l_d = 1,5r, \quad (13.3)$$

ТАБЛИЦА 13.14. РАСЧЕТНЫЙ РАДИУС ЗАКРЕПЛЕНИЯ ПРИ СИЛИКАТИЗАЦИИ И СМОЛИЗАЦИИ ГРУНТОВ

Способ	Грунт	Коэффициент фильтрации, м/сут	Радиус закрепления грунта, м
Двухрастворная силикатизация	Пески разной крупности	2—10	0,3—0,4
		10—20	0,4—0,6
		20—50	0,6—0,8
		50—80	0,8—1
Однорастворная силикатизация	То же	0,5—1	0,4—0,6
		1—2	0,6—0,8
		2—5	0,8—1
Газовая силикатизация	»	0,5—1	0,3—0,5
		1—5	0,5—0,8
		5—20	0,8—1
Однорастворная силикатизация	Просадочный лессовый	0,2—0,3	0,4—0,6
		0,3—0,5	0,6—0,8
		0,5—2	0,8—1
Смолизация	Пески разной крупности	0,5—1	0,3—0,5
		1—5	0,5—0,65
		5—10	0,65—0,85
		10—20	0,85—0,95
		20—50	0,95—1

а расстояние между ними в ряду — по формуле

$$l_{d1} = 1,73r. \quad (13.4)$$

где r — расчетный радиус закрепления от одиночной инъекции, м.

Для непрерывного закрепления грунтов одним инъектором или через инъекционную скважину по глубине (вертикально, наклонно или горизонтально) закрепляющие реагенты нагнетают последовательно — заходками.

Величина заходки определяется по выражению

$$l_s = l + kr, \quad (13.5)$$

где l — длина перфорированной (действующей) части инъектора (скважины), м; k — коэффициент, принимаемый для песков 0,5, для лессовых грунтов 0,5.

Объем закрепленного грунта, м³, от одиночной инъекции в одну заходку

$$V_{st}^e = \pi r^2 l_s. \quad (13.6)$$

Объемы закрепляющих растворов, л, с рабочими концентрациями в общем случае находятся по зависимости

$$V_{sol} = 100V_{st} n\alpha, \quad (13.7)$$

где n — пористость грунта, доли единицы; α — коэффициент, принимаемый при двухрастворной силикатизации для каждого раствора 0,5; при однорастворной силикатизации — песков 1,2, лессовых просадочных грунтов 0,7; при смолизации песчаных грунтов 1,0; при газовой силикатизации — песчаных грунтов 0,7, глинунов и просадочных лессовых грунтов 0,8; V_{st} — общий объем закрепленного грунта.

Объем раствора крепителя с рабочей концентрацией на одиночную инъекцию при однорастворном закреплении песчаных грунтов определяется по формуле

$$V_{sol}'' = V_{sol}' / (1 + \alpha), \quad (13.8)$$

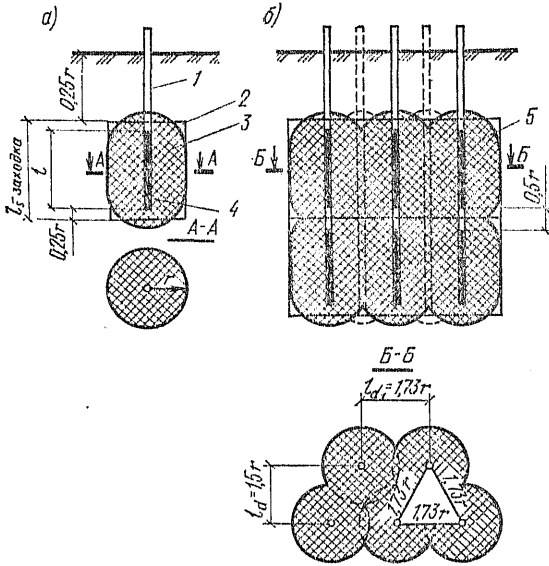


Рис. 13.13. Расчетная схема инъекционного химического закрепления грунтов

а — для одиночной заходки; б — для сплошного массива; 1 — иньекторы; 2 — расчетный массив закрепленного грунта от одной заходки, 3 — действительный массив закрепленного грунта для однородной среды; 4 — перфорированная часть иньектора; 5 — сплошной массив закрепленного грунта

где V_{sol}' — объем гелеобразующей смеси на одну инъекцию, л; α — объемное отношение отвердителя к крепителю для данной рецептуры.

Объем отвердителя рабочей концентрации находится как разность объемов гелеобразующей смеси и крепителя.

Количество исходного раствора химических реагентов, л, необходимое для приготовления заданного объема раствора рабочей концентрации, для всех способов определяется по выражению

$$Q_{sol} = (\rho'_{sol} - \rho_w) v_{sol} / (\rho_{sol} - \rho_w), \quad (13.9)$$

где ρ_{sol} — плотность исходного раствора, г/см³; ρ'_{sol} — плотность раствора рабочей концентрации, г/см³; ρ_w — плотность воды, принимаемая равной 1 г/см³.

Количество воды, добавляемое к раствору исходной концентрации при приготовлении раствора рабочей концентрации, находится как разность объемов этих растворов.

При газовой силикатизации количества углекислого газа для предварительной активации грунтов А, кг, и для отверждения силикатного раствора в порах грунта В, кг, рассчитываются по формулам:

$$A = V_{st} n c \rho_g; \quad (13.10)$$

$$B = V_{st} n b \rho_g, \quad (13.11)$$

где ρ_g — плотность углекислого газа, кг/м³; c — коэффициент, равный 2,5; b — коэффициент, принимаемый для песчаных грунтов 8, для пылевузов 10, для просадочных грунтов 4.

13.2.3. Оборудование для производства работ

Для силикатизации и смолизации песчаных грунтов применяются забивные иньекторы (рис. 13.15—13.17), для силикатизации просадочных грунтов — иньекторы переменного (рис. 13.19) и постоянного сечения (рис. 13.16), а для силикатизации просадочных грунтов на больших глубинах через иньекционные скважины — иньекторы-тампоны (рис. 13.18 и 13.20).

Для закрепления грунтов через скважины в сложных геологических условиях предназначены иньекторы манжетно-тампонного типа (рис. 13.17). При закреплении грунтов по горизонтальной технологии применяется манжетно-тампонный иньектор (измененный вариант), приспособленный к задавливанию в грунт колонны труб.

Забивной иньектор для закрепления песчаных грунтов состоит из паголовника, колонны глухих звеньев труб, перфорированного звена, наконечника и соединительных частей. Колонну глухих труб иньектора составляют из звеньев длиной 1—1,5 м, имеющих на концах внутреннюю метрическую резьбу по длине

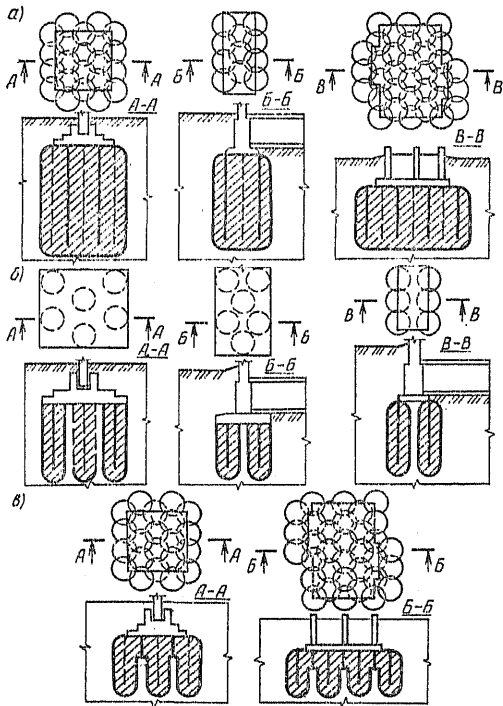


Рис. 13.14. Конструктивные схемы инъекционного закрепления грунтов основания

а — сплошного; б — армированного; в — комбинированного

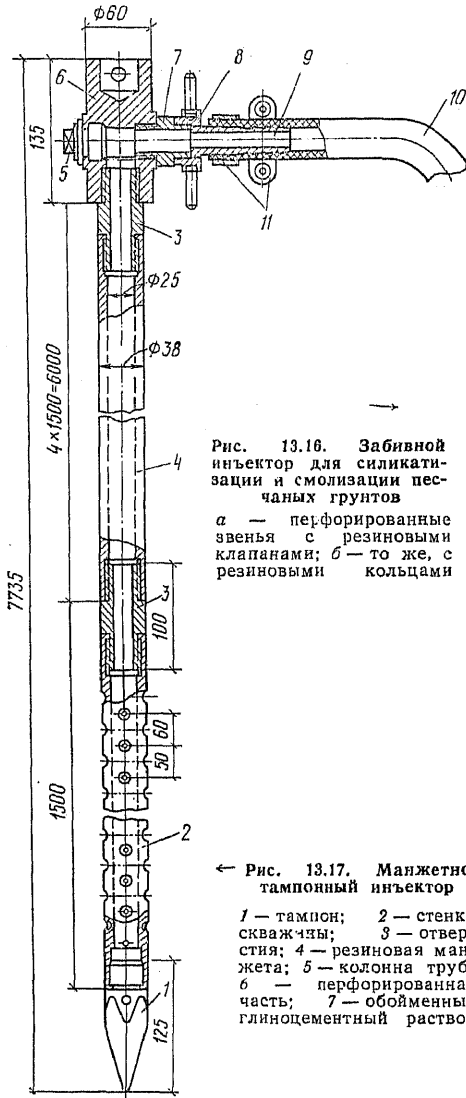


Рис. 13.16. Забивной иньектор для силикатизации и смолизации песчаных грунтов
 а — перфорированные звенья с резиновыми клапанами; б — то же, с резиновыми кольцами

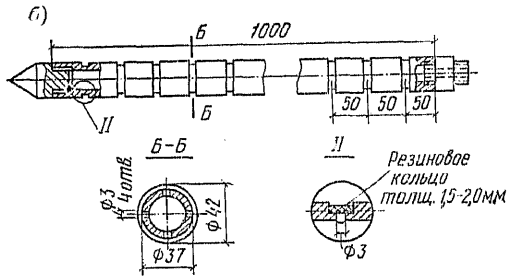
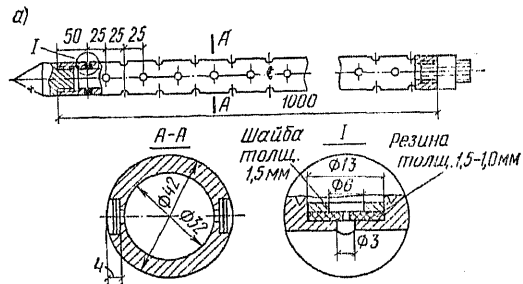


Рис. 13.17. Маяжето-тампный иньектор

1 — тампон; 2 — стенка скважины; 3 — отверстия; 4 — резиновая манжета; 5 — колонна труб; 6 — перфорированная часть; 7 — обойменный глиноцементный раствор

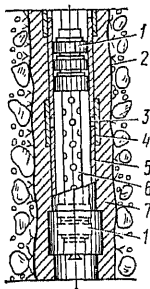


Рис. 13.15. Забивной иньектор для силикатизации и смолизации песчаных грунтов

1 — наконечник; 2 — перфорированное звено; 3 — соединительный ниппель; 4 — глухое звено; 5 — заглушка; 6 — наголовник; 7 — ниппель наголовника; 8 — прижимная гайка; 9 — штуцер; 10 — шланг; 11 — хомут

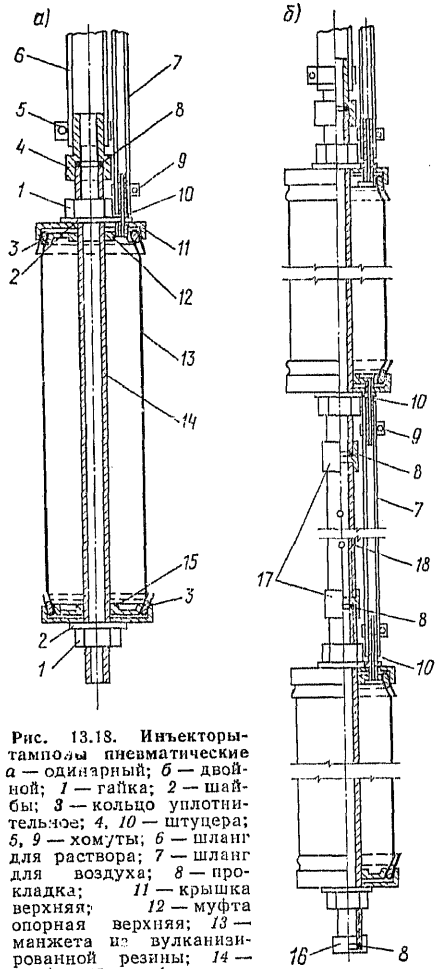


Рис. 13.18. Иньекторы-тампопы пневматические
 а — одинарный; б — двойной; 1 — гайка; 2 — шайбы; 3 — кольцо уплотнительное; 4, 10 — штуцера; 5, 9 — хомуты; 6 — шланг для раствора; 7 — шланг для воздуха; 8 — прокладка; 11 — крышка верхняя; 12 — муфта опорная верхняя; 13 — манжета из вулканизированной резины; 14 — труба; 15 — муфта опорная нижняя; 16 — заглушка; 17 — муфты; 18 — перфорированная труба

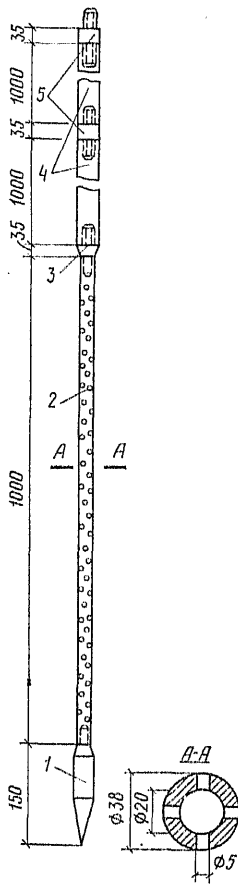


Рис. 13.19. Забивной иньектор переменного сечения для силикатизации просадочных лессовых грунтов
1 — наконечник; 2 — перфорированное звено; 3 — переходный ниппель; 4 — глухое звено; 5 — ниппель для соединения глухих звеньев

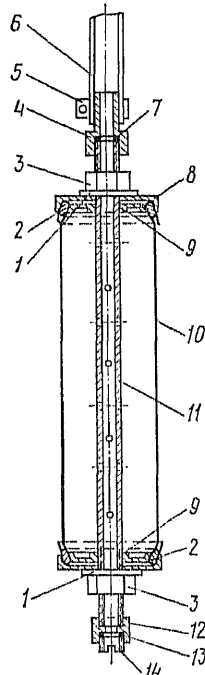


Рис. 13.20. Иньектор-тампон гидравлический одинарный
1 — шайбы; 2 — кольца уплотнительные; 3 — гайки; 4 — штуцер; 5 — хомут; 6 — шланг для раствора; 7 — прокладка; 8 — крышка; 9 — муфты опорные; 10 — манжета из вулканизированной резины; 11 — труба перфорированная; 12 — корпус клапана; 13 — шайба из резины; 14 — головка клапана

35 мм. Звенья труб соединяются ниппелями. Перфорированное звено иньектора должно иметь длину 0,5—1,5 м и отверстия диаметром 2—3 мм.

На рис. 13.16 показаны иньекторы постоянного сечения двух видов.

13.2.4. Технологическая схема закрепления

Иньекторы погружают в закрепляемый грунт забивкой, задавливанием и установкой в пробуренные иньекционные скважины. При закреплении грунтов через предварительно

ТАБЛИЦА 13.15. ПЕРЕЧЕНЬ ОБОРУДОВАНИЯ, ПРИМЕНЯЕМОГО ПРИ СИЛИКАТИЗАЦИИ И СМОЛИЗАЦИИ ГРУНТОВ

Оборудование	Марка
Бетонолом	С-358
Перфоратор	ПР-24
Иньектор переменного сечения	ИПС-1
Иньекторы-тампоны (гидравлические, пневматические)	ИТГ-58, ИТГ-124, ИТП-124, ИТП-58
Установки для бурения скважин	—
Компрессор	ДК-9
Центробежный насос	ЗК-45/55 (ЗК-6)
Пневмоустановка	—
Домкрат реечный	ДР-7
Углекислотный редуктор	УР-7
Электронагревательный элемент к углекислотному редуктору	Э-12
Весы	РП-150-МГ

ТАБЛИЦА 13.16. ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНОЛОМОВ

Показатели	Бетоноломы		
	ПЛ-1М	ИП-4602 (С-358)	ИЭ-4601 (С-850)
Рабочее давление воздуха, МПа	0,5—0,7	0,6	—
Расход воздуха, м ³ /мин	1,2	1,6	—
Число ударов в 1 мин	1250	850	1000
Масса, кг	31,7	16,7	20
Длина, мм	635	670	655
Диаметр шланга, мм	16	18	—
Мощность электродвигателя АП-42В, кВт	—	—	1,2
Напряжение, В	—	—	220

ТАБЛИЦА 13.17. ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЕРФОРАТОРОВ

Показатели	Перфораторы			
	ПР-24Л; ПРШ-24Л	ОМ-506Л	ПРО-24 ЛУ	ПР-19
Глубина бурения, м	5	5	4	4
Рабочее давление воздуха, МПа	0,4—0,6	0,4—0,6	0,4	0,4
Число ударов в 1 мин	3000	1700	2600	1850
Расход воздуха, м ³ /мин	3,5	2,2	3,5	2,5
Диаметр шланга, мм	25	19	25	25
Масса, кг	30	29	28,3	20
Наибольший диаметр колонки, мм	56	56	56	40

Примечание. Перфоратор марки ПРШ-24Л выпускается с глушителем шума.

пробуренные скважины используется буровое оборудование, характеристики которого представлены в табл. 13.15—13.24.

Технологическая схема приготовления гелеобразующей смеси при однорастворной силикатизации и смолизации показана на рис. 13.21, технологическая схема силикатизации

ТАБЛИЦА 13.18. ХАРАКТЕРИСТИКИ ИНЪЕКТОРОВ

Показатели	Инъекторы				
	ИПС-2 (инъектор переменной сечення)	ИТГ-58	ИТГ-124	ИТП-58	ИТП-124
Диаметр: скважины, мм	—	68	130	68	130
перфорированной части, мм	32	32	32—38	32	32—38
Длина перфорированной части, мм	500	500	500	500	500
Длина запорной части, мм	1000	2000	2000	2000	2000
Рабочее давление при закрывании скважины, МПа	—	0,12—0,35	0,12—0,45	0,3—0,35	0,3—0,45

ТАБЛИЦА 13.19. ХАРАКТЕРИСТИКИ КОМПРЕССОРНЫХ СТАНЦИЙ

Марка компрессора	Производительность м ³ /мин	Рабочее давление, МПа
ПКС 3,5	3,5	0,7
ПКС-5,25	5,25	0,7
ПК-10	10,5	0,7
ПВ-10	10	0,7
6БКМ	25,6	0,8
ПКС-6м	6	0,7
ПР-10	10	0,7

просадочных лёссовых грунтов через скважины — на рис. 13.22, а пневматическая установка для нагнетания закрепляющих растворов в грунты изображена на рис. 13.23.

При газовой силикатизации нагнетание углекислого газа в грунт (порядок приготовления смеси см. в табл. 13.9) производится в режиме заданного давления, определенного при контрольных работах по закреплению грунтов. Давление при нагнетании газа для активизации грунта не должно превышать 0,15—

ТАБЛИЦА 13.20. ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАНКОВ ДЛЯ БУРЕНИЯ ИНЪЕКЦИОННЫХ СКВАЖИН

Показатели	Станки колонкового бурения			Станок вращательного бурения ПВБОМ-15	Станок шнекового бурения УКБ-25	Станки ударно-вращательного бурения		Механический пробоборник М11-1
	КБУ-50	КБУ-80	СБА-500			НКР-100М	НКМ-4М	
Диаметр скважины, мм	52; 60; 65	65; 75	59—151	70	62; 70; 102	105	105	60—92
Глубина бурения, м	25	30	500	—	—	До 50	До 35	1,5—7,0
То же, шнеками	—	—	—	15	15	—	—	—
То же, колонковым снарядом	—	—	—	—	15	—	—	—
Длина штанги или шнеков, мм	1000	1220	—	1000	—	1213	—	—
Масса установки без бурового става, кг	500	680	—	90/165	90	360	460	14
Габариты станка (с электродвигателем), мм:								
длина	—	—	1670	—	1776	1500	2550	565
ширина	—	—	1130	540	1090	655	1000	355
высота	—	—	1620	1770	2600	672	850—2200	485

ТАБЛИЦА 13.21. ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ НАГНЕТАНИЯ РАСТВОРОВ В ГРУНТЫ

Механизм	Масса, кг	Давление, МПа	Производительность, м ³ /ч	Высота всасывания, м	Мощность двигателя, кВт	Диаметр плунжера, мм	Число ходов плунжера в 1 мин	Условный диаметр патрубков, мм
Пнеумоустановка с баком диаметром 1220 мм и рабочим объемом 1,5 м ³	613	0,6	4,8	—	—	—	—	—
Центробежные насосы:								
2К20/3С (2К-6)	72	0,31	19,8	6	4,5	—	—	50/40
3К45/55 (3К-6)	294	0,54	45	6	14	—	—	80/50
4К90/85 (4К-6)	570	0,67	90	5	55	—	—	100/70
Насосы-дозаторы:								
НД-1000/10	150	1,0	1,0	3	2,2	60	100	32
НД-1600/10	239	1,0	1,6	3	3	80	100	32
НД-2500/10	245	1,0	2,5	3	3	100	100	40
2ДА	509	1,0	0,945	3	1,7	25; 40	150	20
4ДА	733	1,0	3,4	3	2,8	32; 55	150	32
6ДА	1165	1,0	8,28	3	4,5	40; 70	150	45

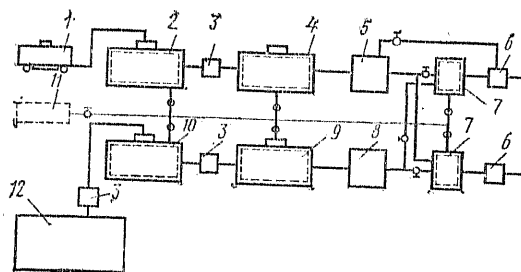


Рис. 13.21. Технологическая схема приготовления гелеобразующей смеси при односторонней силикатизации и смоллизации грунтов

1 — автоцистерна; 2 — емкость для отвердителя исходной концентрации; 3 — насосы для перекачивания растворов; 4 — емкость для отвердителя рабочей концентрации; 5 — дозатор для отвердителя; 6 — насосы для нагнетания закрепляющих растворов в грунты; 7 — емкости для гелеобразующей смеси; 8 — дозатор для кренителя; 9 — емкость для кренителя исходной концентрации; 10 — емкость для кренителя исходной концентрации; 11 — компенсатор для перемешивания растворов сжатым воздухом; 12 — хранилище для кренителя

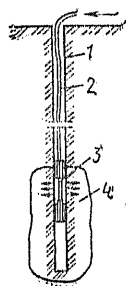


Рис. 13.22. Технологическая схема силикатизации просадочных лессовых грунтов через скважины

1 — стенка скважины; 2 — шланг для подачи закрепляющего раствора; 3 — иньектор-тампон; 4 — грунтовой массив, закрепленный двумя заходками

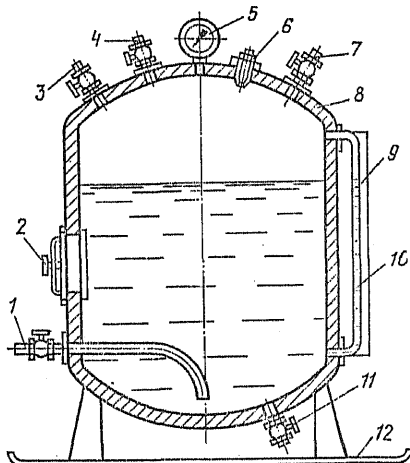


Рис. 13.23. Пневматическая установка для нагнетания закрепляющих растворов

1 — патрубок с вентилем для подачи раствора к иньекторам; 2 — люк для осмотра и чистки емкости; 3 — патрубок с вентилем для подачи сжатого воздуха; 4 — вентиль, регулирующий давление; 5 — манометр; 6 — предохранительный клапан; 7 — патрубок с вентилем для заливки растворов; 8 — корпус емкости; 9 — шкала расхода; 10 — водомерное стекло; 11 — патрубок с вентилем для проб раствора; 12 — салазки

ТАБЛИЦА 13.22. ХАРАКТЕРИСТИКИ УГЛЕКИСЛОТНЫХ РЕДУКТОРОВ ДЛЯ ГАЗОВОЙ СИЛИКАТИЗАЦИИ ГРУНТОВ

Показатель	Углекислотные редукторы		
	ДЗД-139 М	У-Р1	УР-2
Давление, МПа:			
на входе	15	120	125
на выходе	0,15	6	3
Производительность, л/мин, при давлении 0,5 МПа	6	100	100
Габариты, мм	190×135×140	150×94×165	176×94×165
Масса, кг	1,74	1,1	1,27

ТАБЛИЦА 13.23. ХАРАКТЕРИСТИКИ НАПОЛЬНЫХ ВЕСОВ ДЛЯ ГАЗОВОЙ СИЛИКАТИЗАЦИИ

Показатели	Весы РР-150-МГ
Пределы взвешивания, кг	10—150
Погрешность взвешивания, кг	±0,15
Размеры платформы, мм	350×280
Габариты, мм	495×510×1300
Масса, кг	30

ТАБЛИЦА 13.24. ХАРАКТЕРИСТИКИ МЕХАНИЗМОВ ДЛЯ ИЗВЛЕЧЕНИЯ ИНЬЕКТОРОВ

Показатели	Домкрат ДР-7	Автогрузчик 4046
Грузоподъемность, т	7	4,5
Высота подъема, мм	350	4000
Габариты, мм	514×230×940	5945×2250×3400

0,2 МПа, а при подаче газа для отверждения силикатного раствора составляет 0,4—0,5 МПа. Нарушение режима подачи газа и превышение предельных значений давлений может привести к разрывам грунта, а следовательно, к нарушению монолитности закрепления.

Перерыв во времени между нагнетанием силиката натрия и газа не должен превышать 30 мин.

Расстояние между иньекторами или скважинами, через которые одновременно производится нагнетание газа, должно быть не менее шести радиусов закрепления.

13.2.5. Проектирование оснований и фундаментов из химически закрепленных иньекцией грунтов

Нормативные и расчетные характеристики закрепленных грунтов устанавливаются в результате лабораторных исследований и опытных работ в натуральных условиях, включающих закрепление грунтов принятым способом и определение соответствующих прочностных и деформационных характеристик закрепленных

грунтов. Эти данные должны быть апробированы контрольным закреплением непосредственно перед производством работ и откорректированы при расхождении с проектными данными.

Под прочностью закрепленного грунта понимается предел прочности при одноосном сжатии образцов из закрепленного грунта в 28-дневном возрасте, определяемый по ГОСТ 17245—79.

Исходными материалами для разработки проекта инъекционного закрепления грунтов химическими способами являются: инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания на площадке строительства; лабораторные исследования и опытные работы в натуральных условиях по химическому закреплению грунтов инъекцией; генеральный план площадки со всеми коммуникациями; технические данные о зданиях и сооружениях, о расположении подземных коммуникаций (водопровод, электрокабель, канализация и др.); планы и разрезы фундаментов зданий и сооружений с указанием действующих на них нагрузок; схема размещения технологического оборудования с указанием действующих на него нагрузок, допустимых осадок, а также нагрузок на полы.

Глубина заложения фундаментов на основаниях из закрепленных грунтов назначается в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83 и должна быть не менее расчетной глубины промерзания для данного района.

При использовании химически закрепленных инъекцией грунтов в качестве оснований сооружений должны быть установлены лабораторными исследованиями и опытными работами следующие расчетные и нормативные характеристики закрепленных грунтов: временное сопротивление одноосному сжатию R ; угол внутреннего трения φ ; сцепление c ; модуль деформации E ; плотность ρ ; коэффициент Пуассона ν .

Инъекционное закрепление с целью уст-

ройства фундаментов и других подземных конструкций из химически закрепленных грунтов допускается с применением способов, обеспечивающих прочностные и другие физико-механические свойства закрепленных грунтов, которые отвечают всем требованиям, предъявляемым к материалам таких конструкций, включая требования по морозостойкости. Такими способами в настоящее время являются: двухрастворная силикатизация, однорастворная силикатизация с кремнефтористоводородной кислотой в качестве отвердителя и смолизация песчаных грунтов.

При использовании химически закрепленных грунтов в качестве жестких фундаментов и других подземных конструкций лабораторными исследованиями и опытными работами должны быть дополнительно установлены расчетные и нормативные характеристики закрепленных грунтов: призмечная прочность R_c и растяжение R_b (осевое).

Химически закрепленные грунты не армируются и не могут использоваться как гибкие фундаменты. Размеры подошвы фундаментов определяются в соответствии с требованиями гл. 5.

13.2.6. Проектирование закрепленных силикатизацией массивов в просадочных лессовых грунтах

Данные результатов закрепления грунтов в лабораторных условиях должны включать нормативные и расчетные значения прочности R_c , угла внутреннего трения φ , сцепления c , модуля деформации E и коэффициента фильтрации грунта k , закрепленного раствором жидкого стекла плотностью 1,1—1,15 г/см³. В расчетах по деформациям зданий и сооружений II и III класса нормативные значения угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c , модуля деформации E и коэффициента Пуассона ν закрепленного грунта принимаются по табл. 13.25.

ТАБЛИЦА 13.25. НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК ПОСАДОЧНЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ, ЗАКРЕПЛЕННЫХ ОДНОРАСТВОРНОЙ СИЛИКАТИЗАЦИЕЙ

Грунты	Обозначение характеристики	Значения характеристик закрепленных грунтов при их прочности R , МПа							
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,5
Супеси	c , МПа	0,047	0,056	0,065	0,073	0,086	0,096	0,11	0,13
	φ	24	25	26	28	30	35	40	45
	E , МПа	42	53	65	75	85	100	120	150
	ν	0,35	0,30	0,30	0,30	0,25	0,25	0,20	0,20
Суглинки	c , МПа	0,040	0,050	0,061	0,068	0,075	0,090	0,095	0,11
	φ	24	26	28	30	32	34	38	42
	E , МПа	38	50	60	70	80	95	115	145
	ν	0,35	0,30	0,30	0,25	0,25	0,20	0,20	0,20

Проект закрепления грунтов должен включать: план установки инъекторов с их маркировкой, контуры закрепленных массивов в плане и разрезы; сведения об отметках верха и низа заходок для каждого инъектора, плотности раствора и его количестве на каждую заходку и инъекцию в целом, объеме бурения, общем расходе реагента и объеме нагнетанного грунта; указания по режиму нагнетания раствора (продолжительность, давление); пояснительную записку, включающую характеристику инженерно-геологических условий строительства и обоснование принятого варианта закрепления; указания по производству работ; данные по контрольному закреплению грунтов на объекте; указания по контролю качества закрепленного грунта в процессе производства работ; рекомендации по наблюдению за осадками здания или сооружения; сметы.

В проектировании закрепленных массивов входит выбор конструктивной схемы закрепления грунтов основания; назначение нормативной прочности закрепленного грунта в основании; определение размеров подошвы фундамента и размеров в плане закрепленных массивов; расчет закрепленных массивов по предельным состояниям. По результатам контрольного закрепления на строительной площадке и испытаний закрепленного грунта производится корректировка проектной плотности раствора, его расхода или режима нагнетания. При контрольном закреплении грунтов должны быть выполнены все виды инъекций, предусмотренные проектом.

Нормативное значение прочности закрепленного силикатизацией грунта в основании зданий и сооружений $R_{c,n}$ (при степени влажности $S_r \geq 0,8$) должно быть не менее прочности, определяемой по результатам лабораторного или контрольного полевого закрепления из выражения

$$R_c = R_{c,n} + \eta (R'_{c,n} - R_{c,n})^2 / R'_{c,n}, \quad (13.12)$$

где $R_{c,n}$ и $R'_{c,n}$ — нормативные значения прочности грунта, закрепленного раствором жидкого стекла плотностью соответственно 1,10 и 1,15 г/см³ в водонасыщенном состоянии; η — коэффициент, принимаемый: при сплошном закреплении грунтов основания $\eta = 0,3$; при армировании основания отдельными элементами из закрепленного грунта $\eta = 0,9$.

Расчет закрепленных силикатизацией массивов в лессовых просадочных грунтах производится методом, разработанным Ростовским ПромстройНИИпроектом и НИИОСПом.

При закреплении лессовых грунтов силикатизацией применяются следующие конструктивные схемы:

1) образование сплошных массивов из закрепленного грунта под отдельные или лен-

точные фундаменты, либо под все сооружение в целом; по этой схеме, как правило, предусматривается вынос закрепления за контуры фундамента (см. рис. 13.14, а);

2) армирование грунтов основания в деформируемой зоне отдельными элементами из закрепленного грунта, при котором непосредственно под подошвой фундамента остаются участки незакрепленного грунта (см. рис. 13.14, б);

3) комбинированная схема, предусматривающая сплошное закрепление на некоторую глубину непосредственно под подошвой фундамента и армирование элементами из закрепленного грунта лежащей ниже просадочной толщи, либо образование опорного слоя из закрепленного грунта и армирование лежащей выше просадочной толщи отдельными элементами из закрепленного грунта (см. рис. 13, 14, в).

Размеры подошвы фундамента определяются из следующих условий.

При сплошном закреплении грунтов под подошвой фундамента (первая схема) среднее давление на закрепленный грунт не должно превышать расчетного сопротивления основания, определяемого по гл. 5. В этом случае используются расчетные значения σ_{Π} и σ_{Π} силикатизированного лессового грунта в водонасыщенном состоянии; коэффициент $\gamma_{c1} = 0,7$, а коэффициент γ_{c2} принимается как для пылеватоглинистых грунтов с показателем консистенции $I_L < 0,5$.

При армировании основания отдельными элементами из закрепленного лессового грунта (вторая схема) среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления армированного основания, определяемого по формуле

$$R_a = \sigma_{z\sigma_0} + \left(\frac{\gamma_{c3} k}{\gamma_f} R_{c0} - \sigma_{z\sigma_0} \right) \times \frac{1 + E_f A_f / (E_{st} A_{st})}{1 + A_f / A_{st}}, \quad (13.13)$$

где $\sigma_{z\sigma_0}$ — природное давление в грунте на уровне подошвы фундамента от веса лежащих выше грунтов (до отметки природного рельефа); γ_{c3} — коэффициент условий работы закрепленного грунта в основании сооружения, определяемый по табл. 13.26 в зависимости от степени армирования основания (отношение площади закрепленного грунта непосредственно под подошвой фундамента к площади подошвы) и глубины заложения фундамента; k — коэффициент линейной деформируемости закрепленного грунта при длительном действии нагрузки, принимаемый равным 0,6; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по гл. 5; R_{c0} — расчетное значение прочности закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии, определяемое по результатам лабораторного или полевого закрепления грунтов раствором жидкого стекла, имеющим проектную плотность; если степень влажности закрепленного грунта в момент испытаний меньше 0,8, то значения прочности и модуля деформации следует умножать на коэффициент k_b (табл. 13.27); E_{st} и E_{sf} — модули деформации незакрепленного и закрепленного лессо-

вого грунта в водонасыщенном состоянии; A_f и A_{st} — площади незакрепленного и закрепленного грунта под подошвой фундамента.

ТАБЛИЦА 13.26. КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

Глубина заложения фундамента, м	γ_{c3} при степени армирования основания под подошвой фундамента			
	0,25	0,50	0,75	1,00
1	1,05	1,10	1,20	1,30
2	1,10	1,15	1,25	1,40
3	1,15	1,25	1,51	1,50
4	1,20	1,30	1,45	1,65
5	1,30	1,40	1,55	1,75
7	1,40	1,55	1,70	1,90
10	1,50	1,65	1,85	2,10

Примечание. Для промежуточных значений глубины заложения фундамента и степени армирования основания значения коэффициента γ_{c3} определяются интерполяцией.

ТАБЛИЦА 13.27. КОЭФФИЦИЕНТ k_b

Степень влажности образца	Значения k_b , корректирующего	
	прочность	модуль деформации
0,30	0,42	0,50
0,35	0,45	0,53
0,40	0,48	0,55
0,45	0,51	0,58
0,50	0,60	0,62
0,55	0,70	0,67
0,60	0,85	0,70
0,65	0,93	0,75
0,70	0,95	0,86
0,75	0,98	0,94
0,80	1,00	1,00

Примечание. Степень влажности образца закрепленного грунта определяется непосредственно после проведения испытания.

При закреплении грунтов основания по комбинированной (см. рис. 13.14, в) схеме среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления основания с учетом приведенных выше указаний, а армирование основания должно назначаться таким, чтобы выполнялось условие

$$\sigma_z + \sigma_{zg} \leq R_{az}, \quad (13.14)$$

где R_{az} — расчетное сопротивление основания из армированного грунта, вычисленное по формуле (13.13) для условного фундамента, размеры которого определяются как при наличии слабого подстилающего слоя (см. гл. 5).

Предварительные размеры фундаментов зданий и сооружений, возводимых на закрепленных силикатизацией просадочных грунтах, должны назначаться по конструктивным соображениям или из условия, чтобы среднее давление на основание под подошвой фундамента было равно условному значению расчетного сопротивления R_0 , принимаемому по табл. 13.28.

Минимальный вынос закрепления за кон-

туры фундамента при сплошном закреплении назначается в зависимости от давления под подошвой фундамента и начального просадочного давления окружающего закрепленный массив лессового грунта по табл. 13.29.

ТАБЛИЦА 13.28. РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ОСНОВАНИЯ R_n , СЛОЖЕННОГО ЗАКРЕПЛЕННЫМИ ГРУНТАМИ

Нормативное значение прочности закрепленного грунта под подошвой фундамента, МПа	R_n , МПа	
	при сплошном закреплении основания под подошвой фундамента	при армировании основания отдельными элементами из закрепленного грунта
0,4	0,35	0,22
0,6	0,45	0,30
0,8	0,60	0,40
1,0	0,75	0,55
1,5	—	0,80
2,0	—	1,20

Примечание. Расчетное сопротивление основания для промежуточных значений прочности закрепленного грунта допускается определять интерполяцией.

ТАБЛИЦА 13.29. МИНИМАЛЬНЫЙ ВЫНОС ЗАКРЕПЛЕНИЯ ЗА КОНТУРЫ ФУНДАМЕНТА (В ДОЛЯХ ОТ ЕГО ШИРИНЫ)

Начальное просадочное давление, МПа	Минимальный вынос при давлении под подошвой, МПа			
	0,20	0,25	0,30	0,35
0,05	0,20	0,25	0,30	0,35
0,10	0,15	0,15	0,20	0,30
0,15	0,10	0,15	0,20	0,25
0,20	0,05	0,05	0,10	0,10

В грунтовых условиях II типа по просадочности предварительные размеры в плане отдельно стоящих закрепленных массивов принимаются равными не менее $1/4$ глубины просадочной толщи.

Осадка фундамента при закреплении основания способом силикатизации в грунтовых условиях I типа по просадочности определяется по формуле (5.60), в которой модуль деформации i -го слоя принимается равным:

при закреплении грунтов основания по первой схеме — модулю деформации закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии;

при армировании основания по второй схеме — средневзвешенному по площади подошвы фундамента модулю деформации, определяемому из выражения

$$E_a = E_{fi} A_f / A + E_{sti} A_{st} / A, \quad (13.15)$$

где E_{fi} и E_{sti} — значения модулей деформации незакрепленного и закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии в i -м слое; A_f и A_{st} — площади незакрепленного и закрепленного грунта непосред-

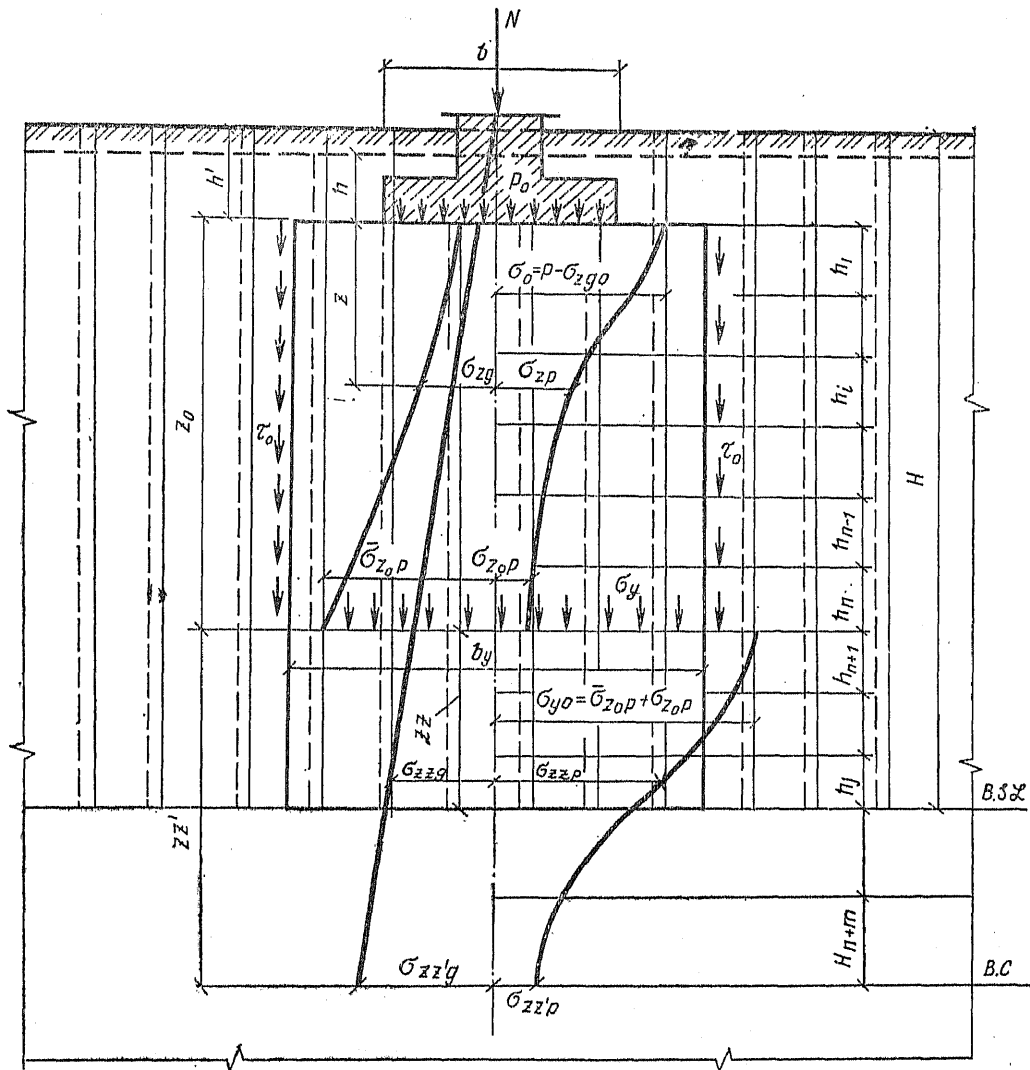


Рис. 13.24. К расчету осадки фундамента на закрепленном методом силикатизации лессовом массиве

(рис. 13.24), в которой приняты следующие обозначения:

венно под подошвой фундамента; A — площадь подошвы фундамента;

при закреплении грунтов основания по комбинированной схеме — модулю деформации закрепленного грунта в водонасыщенном состоянии до нижней границы сплошного по глубине закрепления, а в пределах лежащей ниже армированной толщи — средневзвешенному значению модуля деформации, определяемого по формуле (13.15) для условного фундамента, размеры которого определяются как при наличии слабого подстилающего слоя (см. гл. 5).

Распределение по глубине дополнительных к природному вертикальных давлений в массиве и в подстилающей его сжимаемой толще принимается в соответствии со схемой 21*

b — ширина фундамента, м; h и h' — глубина заложения фундамента соответственно от планировочной отметки (подсыпки или срезки) F от поверхности природного рельефа, м; H — глубина просадочной толщи, м; p — среднее фактическое давление под подошвой фундамента, МПа; $\sigma_{z\beta 0}$ — природное (бытовое) давление в массиве на уровне подошвы фундамента от веса лежащих выше грунтов (до отметки природного рельефа), МПа; $\sigma_0 = p - \sigma_{z\beta 0}$ — дополнительное (к природному) вертикальное давление от веса сооружения на массив по подошве фундамента, МПа; σ_{zp} — дополнительное давление в массиве от веса сооружения на глубине z , ниже подошвы фундамента, МПа; z_0 — глубина, м, заложения условного фундамента (от подошвы фундамента сооружения), принимаемая равной глубине, на которой просадка лежащих ниже грунтов от собственного веса равна 5 см; $\sigma_{z_0 p}$, $\sigma_{z_0 p}$ — давление на глубине заложения условного фундамента z_0 , МПа; b_y — ширина условного фундамента, равная ширине закрепленного массива, м; $\sigma_{yy} = \sigma_{z_0 p} + \sigma_{z_0 p}$ — дополнительное (к природному) давление по подошве условного фундамента, МПа; σ_{zzp} — дополнительное (к природному) давление на глубине zz от подошвы услов-

ного фундамента, МПа; $z z'$ — расстояние от подошвы условного фундамента до нижней границы сжимаемой толщи, определяемое из соотношения дополнительного давления $\sigma_{z z' p}$ и природного на той же глубине $\sigma_{z z' g}$:

Для песчаных и глинистых грунтов

$$\sigma_{z z' p} = 0,2 \sigma_{z z' g}. \quad (13.16)$$

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта с модулем деформаций $E < 5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже этой границы, то он должен быть включен в состав сжимаемой толщи. В этих случаях граница сжимаемой толщи ограничивается соотношением $\sigma_{z z' p} = 0,1 \sigma_{z z' g}$.

Дополнительное (к природному) давление в массиве $\sigma_{z p}$, МПа, от веса сооружения определяется по формуле

$$\sigma_{z p} = \alpha \sigma_0, \quad (13.17)$$

где α — коэффициент, которым учитывается изменение давления по глубине массива,

до глубины, где оно достигает значения, равного $\sigma_0 A / A_m$ (здесь A_m — площадь горизонтального сечения массива, м²). Ниже, до глубины заложения условного фундамента z_0 , давление $\sigma_{z p}$ принимается равным постоянному значению $\sigma_0 A / A_m$.

Дополнительное давление в массиве $\sigma_{z p}$, МПа, от сил нагружающего трения на глубине z от подошвы фундамента вычисляется по выражению

$$\bar{\sigma}_{z p} = \frac{0,01 u_m}{a A_m} (100 \sigma_{z g} - k_z p_1); \quad 0 \leq z \leq z_0, \quad (13.18)$$

где u_m — периметр сечения закрепленного массива, м; a — периметр, принимаемый для отдельно стоящих массивов: $a = 40L/z_0^2$ (здесь L — единица длины, м), а для массивов, работающих в пространственной системе армирования просадочной толщи (когда отношение ширины незакрепленных участков просадочного грунта между массивами и армирующими элементами к высоте массивов не превышает 0,25),

$$a = u / A_{fs}; \quad (13.19)$$

u — общий периметр закрепленных массивов и армирующих элементов в пространственной системе, м; A_{fs} — площадь незакрепленного просадочного грунта в пространственной системе, м²; $\sigma_{z g}$ — природное давление в грунте на глубине z от веса лежащих выше грунтов (до отметки планировки), МПа; k_z — безразмерный коэффициент, принимаемый для отдельных массивов в зависимости от приведенной глубины $m' = a(z+h)$ и средневзвешенного значения угла внутреннего трения водонасыщенного грунта естественной структуры, а для массивов, работающих в пространственной системе,

$$k_z = \frac{1 - e^{-\xi m' \operatorname{tg} \Phi_{II}}}{\xi \operatorname{tg} \Phi_{II}}; \quad (13.20)$$

p_1 — давление, МПа, определяемое из выражения

$$p_1 = (0,1 \gamma_{II} - 100 \alpha c_{II}) / a > 0; \quad (13.21)$$

здесь γ_{II} , c_{II} — средневзвешенные значения удельного веса, кН/м³, и сцепления, МПа, от отметки планировки до подошвы условного фундамента.

Дополнительное к природному давлению $\sigma_{z p}$, МПа, на глубине $z z'$ от подошвы условного фундамента находится по формуле

$$\sigma_{z p} = \alpha \sigma_{y_0}, \quad (13.22)$$

где α — коэффициент, принимаемый по табл. 1 прил. 2 СНиП 2.02.01-83 в зависимости от относительной глубины $2z y / b y$ формы условного фундамента (горизонтального сечения массива), а в случае прямоугольного массива в плане и от отношения его сторон $n = l y / b y$.

Осадка фундамента на закрепленном методом силикатизации лессовом массиве в условиях замачивания и просадки под собственным весом окружающего грунта II типа грунтовых условий по просадочности определяется по формуле

$$s = s_0 + s_c, \quad (13.23)$$

где s — осадка фундамента сооружения, см; s_0 — осадка массива от подошвы фундамента сооружения до подошвы условного фундамента под действием веса сооружения и сил нагружающего трения, см; s_c — осадка условного фундамента.

Осадка массива вычисляется по выражению

$$s_0 = \beta \sum_{i=1}^n (\sigma_{z p i} + \bar{\sigma}_{z p i}) h_i / E_i, \quad (13.24)$$

где n — число слоев, на которые разделен массив от подошвы фундамента сооружения до глубины заложения условного фундамента z_0 ; h_i — толщина i -го слоя, см; E_i — модуль деформации i -го слоя, МПа; $\sigma_{z p i}$ — среднее дополнительное к природному давлению в i -м слое массива, равное полусумме давлений $\sigma_{z p}$ на его верхней и нижней границах, МПа; $\bar{\sigma}_{z p i}$ — среднее дополнительное давление в i -м слое массива, равное полусумме давлений $\bar{\sigma}_{z p}$ на его верхней и нижней границах, МПа; β — безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Массив рекомендуется делить от подошвы фундамента до глубины, на которой $\sigma_{z p}$ достигает значения $\sigma_0 A / A_m$, на слои толщиной $0,4 b$, а ниже $0,4 b y$.

Осадка условного фундамента s_c находится по зависимости

$$s_c = \beta \sum_{j=n}^{n+m} \frac{\sigma_{z p j} h_j}{E_j}, \quad (13.25)$$

где m — число слоев, на которое разбита сжимаемая толща под подошвой условного фундамента; h_j — толщина j -го слоя, см; E_j — модуль деформации j -го слоя, МПа; $\sigma_{z p j}$ — среднее дополнительное к природному давлению в j -м слое, равное полусумме давлений $\sigma_{z p}$ на его верхней и нижней границах, МПа.

13.3. ГЛУБИННОЕ ВИБРАЦИОННОЕ УПЛОТНЕНИЕ РЫХЛЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

13.3.1. Общие положения

Способ глубинного вибрационного уплотнения применяется в рыхлых песчаных грун-

¹ В Рекомендациях по проектированию закрепленных силикатизацией массивов в лессовых просадочных грунтах (НИИОСП, 1980 г.) в табл. 7 даны значения k_z в зависимости от m' и Φ_{II} .

тах на глубину свыше 1,5 м в условиях естественного залегания, а также при укладке грунта в насыпи, обратной засыпке пазух котлованов и осуществляется виброустановками ВУУА-4 и ВУУП-6 ВНИИГСа, гидровибрационной установкой С-629 ВНИИстройдормаша, глубинными вибраторами С-825 и С-826, применяемыми при бетонных работах, а также имеющимися в СССР зарубежными машинами типа «Виброфлот».

Выбор средств уплотнения зависит от грунтовых условий, характера и назначения проектируемых зданий и сооружений, наличия оборудования и других необходимых ресурсов для производства работ, а также от результатов сравнения технико-экономических показателей.

13.3.2. Исходные данные для проектирования и расчета

Для составления проекта глубинного вибрационного уплотнения рыхлых песчаных грунтов необходимы следующие данные:

план застраиваемого участка с указанием расположения возводимых сооружений и геологических выработок (скважин, шурфов);

геологические разрезы, результаты испытаний грунтов, слагающих площадку, с описанием их физико-механических характеристик, уровни подземных вод;

план фундаментов зданий и сооружений, их поперечные разрезы с указанием глубин заложения фундаментов и их конструкций, чертежи полов на нулевой отметке (или полов подвалов);

величины действующих на фундамент нагрузок;

сведения о технических ресурсах, имеющихся в строительной организации (кранах, бульдозерах, экскаваторах, виброустановках и т. д.).

Проект глубинного вибрационного уплотнения рыхлых песчаных грунтов основания должен содержать, кроме перечисленных выше, следующие материалы и сведения:

план и разрезы фундаментов (полов) зданий и сооружений, под которыми выполняется уплотнение, с указанием площади и глубины уплотняемой зоны с привязкой к высотным отметкам здания или сооружения;

данные о требуемой плотности грунта на нижней границе уплотнения и о расчетном сопротивлении уплотненного грунта;

сведения об оптимальной влажности уплотняемого грунта и количестве воды, требуемой на 1 м³ грунта при его доувлажнении до оптимальной влажности;

данные об оборудовании или механизмах

для производства работ по глубинному вибрационному уплотнению грунта, данные о толщине уплотняемого слоя, числе погружений виброуплотнителя в одной точке и его типе, о размере шага перестановки вибропогружателя;

метод контроля за качеством работ и сведения о необходимом объеме опытных работ;

ведомость объемов работ и экономические показатели (сметы).

13.3.3. Методы расчета

Основными расчетными характеристиками при проектировании глубинного вибрационного уплотнения рыхлых песчаных грунтов являются: расстояние между точками погружения виброуплотнителя, глубина уплотнения, плотность сухого грунта в пределах всей глубины уплотненного массива, продолжительность цикла уплотнения. Эти характеристики определяются в процессе проведения опытных работ по глубинному вибрационному уплотнению рыхлых песчаных грунтов на опытном участке.

Для предварительных расчетов расстояние между точками погружения уплотнителя можно принимать 2—3 м, а сами точки располагать в соответствии со схемой, приведенной на рис. 13.25. Глубину уплотнения в этом

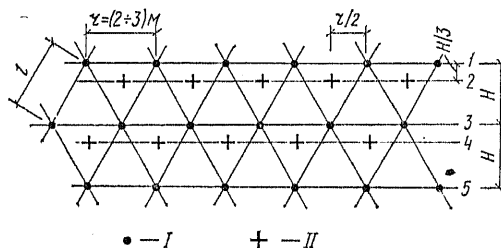


Рис. 13.25. Схема разбивки точек виброуплотнения и глубинного рыхления при уплотнении песчаных грунтов с предварительным рыхлением

I — точки глубинного рыхления; II — точки глубинного уплотнения; 1—5 — ось разбивки

случае следует принимать в соответствии с технической характеристикой применяемого уплотнителя.

Для тех же расчетов плотность сухого грунта ρ_d в пределах всей глубины уплотненного грунтового массива следует определять по рис. 13.26, в зависимости от показателя крупности песка K_a . По этому же графику определяется коэффициент пористости песчаного грунта после уплотнения $e_{сст}$ виброустановкой ВУУП-6. Значение показателя $e_{сст}$ уточняется по результатам глубинного виброуплотнения на опытном участке строительной площадки.

При предварительном расчете песчаных оснований, уплотняемых виброустановкой ВУУП-6, по деформациям и несущей способности значения модулей деформации, углов внутреннего трения и сцепления принимаются по таблицам СНиП 2.02.01-83 при коэффициенте пористости e , равном $e_{\text{сст}}$.

Продолжительность цикла уплотнения в зависимости от характеристики уплотняемого грунта для предварительных расчетов уплотнения виброустановкой ВУУП-6 следует принимать по табл. 13.30, а режим уплотнения — по рис. 13.27, из которого следует, что полный цикл уплотнения песчаного грунта в од-

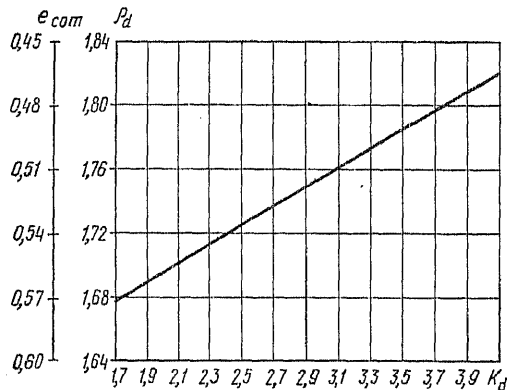


Рис. 13.26. К определению плотности сухого грунта и коэффициента пористости по истости песка различной крупности после уплотнения его виброустановкой ВУУП-6

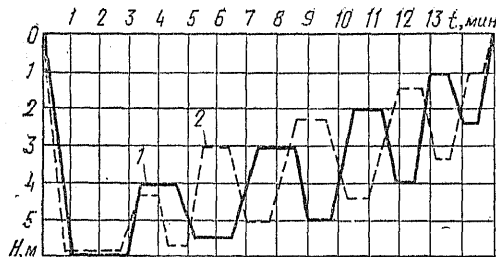


Рис. 13.27. Примерный график виброуплотнения песка

1 — средней крупности; 2 — мелкого; H — глубина погружения уплотнителя; t — продолжительность цикла уплотнения»

ТАБЛИЦА 13.30. ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ЦИКЛА УПЛОТНЕНИЯ ПЕСКА С ОДНОЙ СТОЯНКИ ВИБРОУСТАНОВКИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРИСТИКИ УПЛОТНЯЕМОГО ГРУНТА

Грунты	Продолжительность цикла, мин
Пески естественного сложения: мелкие и средней крупности	15
крупные	12
Искусственно образованное основание из песков: мелких и средней крупности	13
крупных	10

Примечание. Расстояние между точками погружения уплотнителя составляет 2—3 м.

ной точке состоит из четырех-пяти чередующихся погружений и извлечений уплотнителя.

13.3.4. Оборудование для производства работ

Виброустановка ВУУП-6 состоит из высокочастотного вибропогружателя В-401 и погружаемого в грунт уплотнителя (рис. 13.28). Уплотнитель представляет собой металлическую пространственную конструкцию в виде трубчатой штанги диаметром 130 мм, длиной около 7 м с приваренными к ней через каждые 410—450 мм по высоте горизонтальными ребрами (по четыре в каждом ярусе).

При работе установки динамическое возбуждение песчаной водонасыщенной среды вызывается по всей толще уплотняемого слоя как вибрационным, так и высокочастотным ударным воздействием.

Применение виброустановки ВУУП-6 обеспечивает уплотнение песчаных грунтов на глубину 6 м, при этом значения плотности сухого грунта достигают величин 17—18 т/м³ при относительной плотности 0,8. Техническая характеристика виброустановки ВУУП-6 приведена в табл. 13.31.

Виброустановка ВУУП-4 (рис. 13.29) по конструкции аналогична установке ВУУП-6 и отличается от нее размерами и маркой вибропогружателя. Техническая характеристика

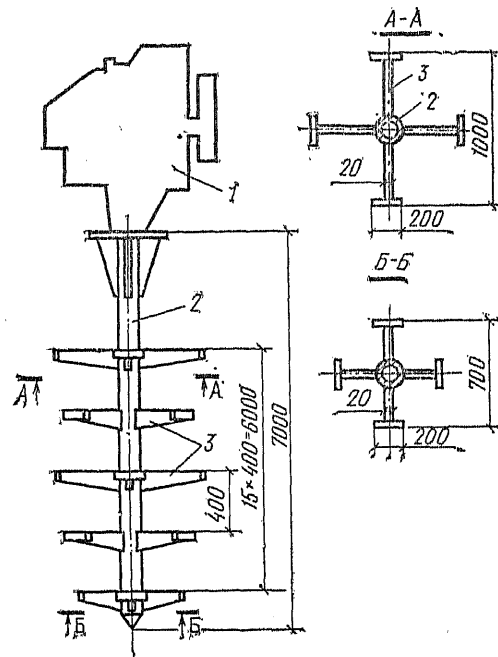


Рис. 13.28. Виброустановка ВУУП-6
1 — вибропогружатель В-401; 2 — трубчатая штанга; 3 — стальные ребра

ТАБЛИЦА 13.31. ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕХАНИЗМОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ ДЛЯ ГЛУБИННОГО ВИБРАЦИОННОГО УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Показатели	Виброустановка		Гидровибрационная установка С-629	Глубинный вибратор	
	ВУУП-6	ВУУП-4		С-825	С-826
Мощность уплотняемого слоя, м	6	4	10	4	4
Производительность механизма м ³ /ч	170—210	300	125	32—64	48—72
Мощность электродвигателя, кВт	55	40	14	0,6	1,1
Частота колебаний, Гц	250	250	24	97	97
Амплитуда колебаний, мм	5—6	5—6	3,5	0,4	0,9
Диаметр уплотнителя, мм	1000	1000	490	133	133
Масса, кг	3400	3150	2500	28	29
Грузоподъемность обслуживающего механизма, кг	6000	4000—5000	—	—	—

виброустановки ВУУП-4 приведена также в табл. 13.31.

Для глубинного вибрационного уплотнения песчаных грунтов применяют также гидровибрационную установку С-629, подвешиваемую к крану. Эта установка обеспечивает одновременную подачу в грунт воды и его уплотнение вибрацией.

При нагнетании в грунт воды под давлением 4—6 МПа происходит размыв песка и его рыхление за счет движения воды вверх. Одновременно происходит взвешивание в воде частиц грунта, при этом мелкие частицы

поднимаются вверх, а более крупные под действием собственного веса и ускорения колебаний, способствующего увеличению действия ускорения силы тяжести, плотно укладываются на забой. Так как радиус распространения колебаний относительно невелик, то и ускорение колебаний сообщается частицам песка в пределах небольшой области, что вызывает необходимость в частой перестановке этих установок. Техническая характеристика гидровибрационной установки С-629 приведена в табл. 13.31.

При погружении глубинных вибраторов С-825 и С-826 для уплотнения грунтов с применением подмыва вода подается с помощью стальных труб диаметром 19—25 мм с заостренным концом. Нижняя часть труб должна иметь на длине 50—60 см перфорацию с диаметром отверстий 5—6 мм. Радиус уплотнения глубинными вибраторами достигает 0,7—0,8 м, максимально возможная глубина уплотнения—4 м. Техническая характеристика глубинных вибраторов приведена в табл. 13.31.

13.3.5. Данные для проектирования производства работ

Уплотнение песчаных грунтов виброустановкой ВУУП-6 производится с применением грузоподъемных механизмов на гусеничном или пневмоколесном ходу. Применяемые механизмы должны обеспечивать скорость подъема уплотнителя виброустановки 2,4—3 см/с. Операции по подготовке виброустановки к работе включают прикрепление уплотнителя к вибропогружателю, подключение виброустановки к источнику питания и подвешивание виброустановки на крюк грузоподъемного механизма.

На строительной площадке перед уплотнением срезают почвенно-растительный слой (при его наличии), планируют территорию, назначают точки уплотнения, искусственно водонасыщают грунт (при необходимости) и виброуплотняют его на необходимую глубину.

Для искусственного водонасыщения при уплотнении песчаных грунтов в конструкцию

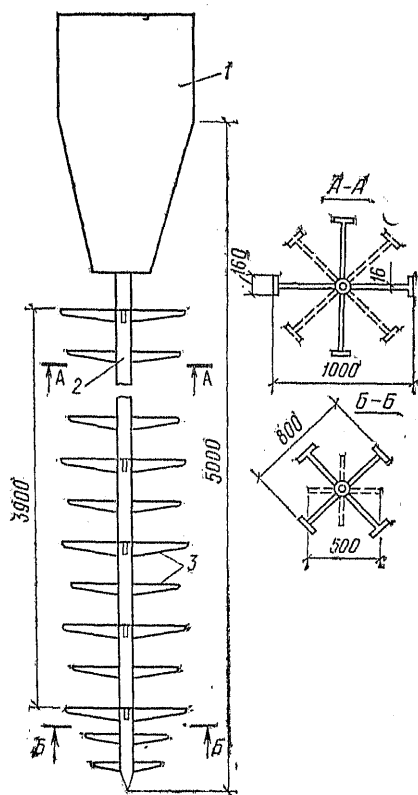


Рис. 13.29. Виброустановка ВУУП-4
1 — вибропогружатель ВПП-2; 2 — трубчатая штанга диаметром 102 мм; 3 — стальные ребра

уплотнителя дополнительно входит патрубок, приваренный к трубчатой штанге для присое-

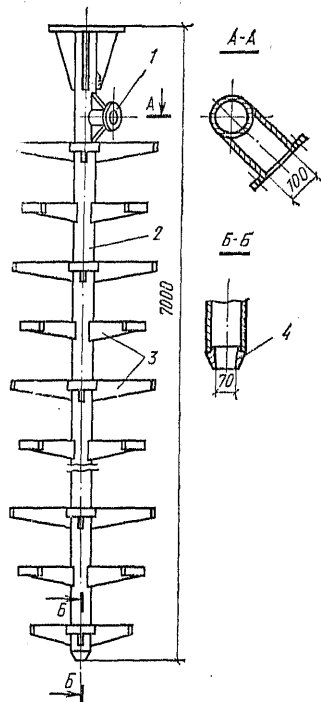


Рис. 13.30. Уплотнитель виброустановки ВУУП-6 для искусственного водонасыщения песчаного грунта
1 — патрубок для присоединения шланга от насоса; 2 — трубчатая штанга; 3 — стальные ребра; 4 — сопло

динения шланга от насоса 4НДВ, а также конус, имеющий отверстие для выпуска напорной воды (рис. 13.30). При искусственном водонасыщении песчаного грунта сначала к соплу уплотнителя подают воду от насоса, а затем включают вибропогружатель. При достижении проектной глубины уплотнения подачу воды прекращают и виброуплотняют водонасыщенный грунт.

При глубинном виброуплотнении песчаных грунтов, обладающих структурной прочностью, предварительно следует производить глубинное рыхление с помощью установки, применяемой для водонасыщения, в соответствии со схемой, приведенной на рис. 13.25,

сначала в четырех точках по оси 1, затем в трех точках по оси 2 и далее в том же порядке на глубину, равную проектной глубине уплотнения. При этом уплотнитель погружают и извлекают с возможно большей скоростью без остановок. Ориентировочно время, затрачиваемое на рыхление песчаного грунта на глубину 6 м, не должно превышать 1,5 мин.

Критерием, определяющим качество выполненных работ по виброуплотнению песчаного грунта, является достижение проектной плотности, а также показателя относительной плотности. Допустимое отклонение в сторону уменьшения плотности сложения грунта от проектной не должно превышать 5 т/м^3 .

Качество уплотнения контролируют статическим зондированием, а также путем отбора образцов уплотненного грунта.

Работы по уплотнению грунта виброустановкой ВУУП-4 ведутся аналогично работам по уплотнению, проводимым виброустановкой ВУУП-6, в следующем порядке: краном поднимают установку и помещают ее вертикально на поверхности грунта; включают вибропогружатель, и виброуплотнитель под действием собственного веса погружается в грунт; в погруженном положении установку задерживают 2—3 мин, а затем ее медленно поднимают краном при непрерывной работе вибропогружателя; при подъеме вибропогружатель периодически опускают на некоторую глубину и снова извлекают.

Уплотнение грунта гидровиброустановкой С-629 производят в такой последовательности: гидровиброустановку устанавливают в вертикальном положении над местом погружения, включают вибратор и одновременно через нижние сопла под давлением 4—6 МПа подается вода; вибратор погружается под действием собственного веса со скоростью 1,5—3 см/с (скорость погружения зависит от веса вибратора, плотности и гранулометрического состава песка, давления и количества подаваемой воды); после погружения гидровиброустановки на заданную глубину через верхние сопла подают воду и затем установку поднимают.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 22733—77. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. — М.: Изд-во стандартов, 1977.
2. Инструкция по устройству обратных засыпок грунтов в стесненных местах. СН 536-81. — М.: Стройиздат, 1982. — 30 с.
3. Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. — Киев: Будівельник, 1982. — 224 с.
4. Крутов В. И., Галицкий В. Г., Мусаелия А. А.

Уплотнение просадочных грунтов. — М.: Стройиздат, 1974. — 207 с.

5. Крутов В. И., Эйдук Р. П. Устройство обратных засыпок котлованов. — М.: Стройиздат, 1981. — 79 с.

6. Руководство по лабораторному контролю при производстве земляных работ. — М.: Стройиздат, 1974. — 80 с.

7. Руководство по устройству обратных засыпок котлованов с подготовкой оснований под технологическое оборудование и полы на просадочных грунтах. — М.: Стройиздат, 1980. — 40 с.

8. Уплотнение грунтов обратных засыпок в стесненных условиях строительства. — М.: Стройиздат, 1981. — 252 с.

9. Хархута Н. Я., Васильев Ю. М. Прочность, устойчивость и уплотнение грунтов земляного полотна автомобильных дорог. — М.: Транспорт, 1975. — 256 с.

14.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ И МЕРОПРИЯТИЯ

Задачи обеспечения устойчивости откосов возникают при проектировании земляных сооружений и выемок (котлованов, траншей, карьеров и др.), при использовании склонов или присклоновой территории для промышленного, транспортного, гражданского или другого строительства, при защите различных объектов от оползней и обвалов и т. п.

Откос проектируется с учетом: его назначения и высоты; намечаемого использования территории; геологического строения и гидрогеологических условий грунтового массива; технологии земляных работ; применяемого оборудования и транспортных средств; нагрузок и воздействий. Профиль откоса должен быть обоснован расчетом. При проектировании откосы могут быть оставлены природного очертания либо приняты с плоским или уступчатым профилем. Уступчатая форма откосов достигается устройством по высоте откоса горизонтальных площадок (берм, террас) (рис. 14.1).

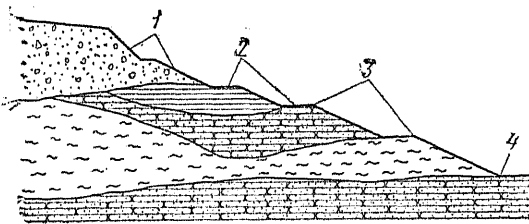


Рис. 14.1. Откос уступчатой формы
1 — уступ; 2 — берма; 3 — бровка уступа; 4 — подоснова откоса

Широкие площадки устраивают, когда предполагается использовать их для какой-нибудь цели (например, для размещения на них сооружений, дорог, оборудования и т. п.). Минимальная ширина площадок: в строительных котлованах 2 м, на откосах земляных сооружений и природных склонах 3 м, в карьерах 6—8 м. При размещении площадок по высоте откоса их, по возможности, следует приурочивать к контактам пластов и, как правило, к участкам высачивания подземных вод. Площадки проектируют с уклонами для стока поверхностных вод и устраивают на них ливнестоки, а зачастую и дорожные покрытия. Крутизну долго существующих откосов, подверженных интенсивному выветриванию с образованием осыпей и вывалов, необходимо назначать не более угла естественного откоса из

обломков этих грунтов. При необходимости следует осуществлять мероприятия, препятствующие выветриванию. В зоне высачивания подземных вод устраиваются дренажи или выполняются дренажные пригрузки с выпуском воды в ливнесточную сеть. В зоне воздействия течения, волнения и ледовых нагрузок откосы необходимо укреплять.

На природных склонах проектируемые откосы образуются путем срезы и подсыпки грунта на соответствующих участках. Подсыпка (пригрузка откоса) выполняется в основном в нижней части склона грунтом или каменным материалом.

При невозможности или нецелесообразности обеспечения достаточной устойчивости откосов путем придания им необходимой крутизны и применения вышеуказанных мероприятий следует дополнительно предусматривать водопонижение (см. гл. 19), удерживающие или другие защитные сооружения.

Для удержания грунтов от сдвига применяют массивные и тонкоэлементные подпорные стены на естественном основании (при залегании на небольшой глубине прочных грунтов — рис. 14.2, а—в), подпорные стены на свайных фундаментах (при слабых грунтах — рис. 14.2, г), контрфорсы — отдельные опоры, врезанные в тело грунтового массива (в основном в достаточно прочных грунтах и при наличии устойчивого основания — рис. 14.2, е), опояски (преимущественно в скальных грунтах — рис. 14.2, ж). Для предохранения откосов в скальных грунтах от выветривания, вызывающего образование осыпей и вывалов, выполняют облицовочные стены (рис. 14.2, з), а для заделки пустот, образовавшихся в результате вывалов, — пломбы (рис. 14.2, и). Для закрепления или предотвращения оползней, когда имеется прочный подстилающий слой, в котором возможна заделка нижних концов свай или столбов, применяют удерживающие свайные конструкции из одного или двух рядов железобетонных свай, как правило, буронабивных, с ростверком (рис. 14.3, а—г) или в виде отдельных свайных кустов, а также железобетонные столбы (рис. 14.3, д), сооружаемые враспор с грунтом в шахтах или в скважинах большого диаметра. Свайные кусты и столбы следует размещать рядами на расстоянии друг от друга в ряду, исключаящем обтекание их грунтом. В твердых (прочных) грунтах с четко выраженной ослабленной поверхностью, наклоненной к горизонту под углом не более 50°, допускается применять сваи-шпонки (рис. 14.3, е), устанавливая их с уплотнением в вертикально пробуренные скважины, расположенные по площади откоса.

¹ В составлении гл. 14 принимали участие инженеры Л. И. Иванова и И. С. Рабинович.

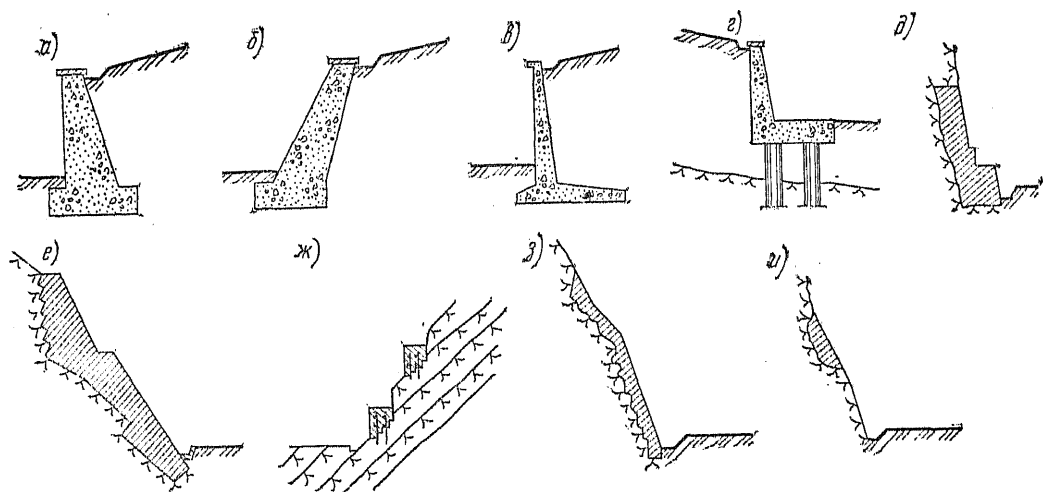


Рис. 14.2. Подпорные и облицовочные стены
 а-в — подпорные стены на естественном основании
 (а, б — массивные, в — тонкоэлементные); г — подпорные стены на свайных фундаментах; д — поддерживающие стены; е — контрфорсы; ж — опояски; з — облицовочные стены; и — пламбы

Анкерные устройства применяют в качестве самостоятельного средства, удерживающего грунта и крупноглыбовые отдельные на откосе (рис. 14.4, а), а также для повышения эффективности удерживающих сооружений (рис. 14.4, б—д).

В зависимости от характера и размеров нагрузок и воздействий на откосы и их назначения необходимо осуществлять регулирование поверхностного стока, водопонижение, берегоукрепление, строительство регулирующих сооружений, пригрузку откосов грунтом или каменным материалом, устройство защитных покрытий, поверхностное и глубинное укрепление грунтов, лесомелиорацию.

14.2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Техническое задание на проектирование должно включать следующие данные: границы района (участка), подлежащего рассмотрению в проекте; предполагаемое использование территории, прилегающей к откосам, и самих откосов для технологических, культурных и строительных целей; характеристику строительства зданий и сооружений; места возмож-

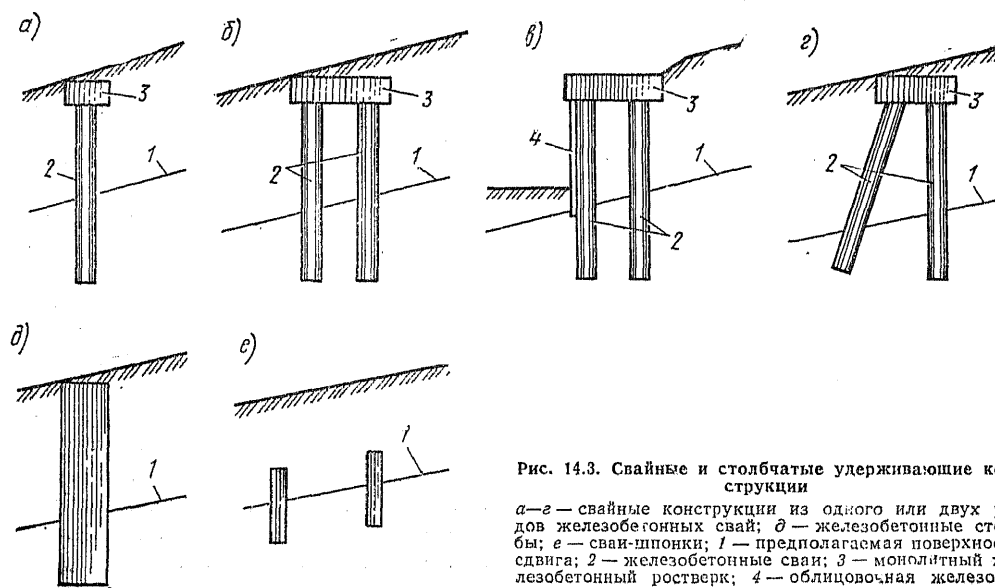


Рис. 14.3. Свайные и столбчатые удерживающие конструкции

а-г — свайные конструкции из одного или двух рядов железобетонных свай; д — железобетонные столбы; е — сваи-шпонки; 1 — предполагаемая поверхность сдвига; 2 — железобетонные сваи; 3 — монолитный железобетонный ростверк; 4 — облицовочная железобетонная плита

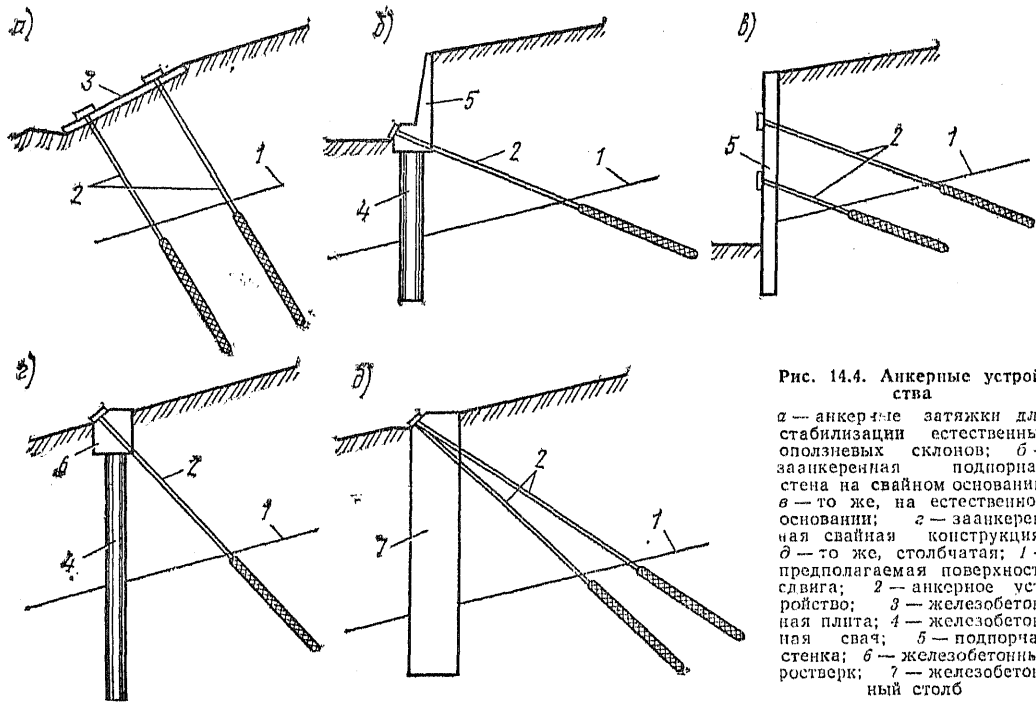


Рис. 14.4. Анкерные устройства

а — анкерные затяжки для стабилизации естественных оползневых склонов; б — заанкеренная подпорная стена на свайном основании; в — то же, на естественном основании; 2 — заанкеренная свайная конструкция; д — то же, столбчатая; 1 — предполагаемая поверхность сдвига; 2 — анкерное устройство; 3 — железобетонная плита; 4 — железобетонная свая; 5 — подпорная стенка; 6 — железобетонный ростверк; 7 — железобетонный столб

ного сброса поверхностных и дренажных вод; места возможного складирования материалов и размещения отвалов грунта; материалы изысканий, содержащие:

топографические планы и карты современного рельефа местности и ситуации в районе рассматриваемого участка (для подмываемых склонов охватывающие также прилегающий участок дна водоема или водотока), а также характерные геодезические профили;

геологические разрезы, приуроченные к характерным поперечникам, и карты, характеризующие геологическое строение участка (с разбивкой на инженерно-геологические элементы); характеристику тектонической нарушенности грунтового массива и имеющихся в нем ослабленных зон; данные о микросейсмораионировании, абразии, эрозии, выветривании и деформациях грунтового массива; инженерно-геологические свойства грунтов, включая их прочностные и деформационные характеристики, а также прочностные характеристики в представляющих опасность ослабленных зонах (контакты пластов, тектонические зоны, поверхности смещения оползневого тела и др.);

характеристику гидрогеологических условий — данные о водоносности слоев, их естественном дренаже и фильтрационных свойствах, о взаимосвязи и режиме подземных вод отдельных слоев, о температуре и химическом составе подземных вод;

гидрологические, метеорологические и климатические данные района объекта проектирования.

На основании всех указанных выше исходных данных производится схематизация природных условий, при которой уточняется разбивка толщ на инженерно-геологические элементы, выделяются существующие и устанавливаются новые возможные поверхности сдвига грунта, устанавливается положение поверхностей фильтрационного потока, а также выявляются все нагрузки и воздействия и намечаются конструктивные решения по очертанию откосов и дополнительным мероприятиям по их укреплению и обеспечению необходимой долговечности. Очертание откосов окончательно устанавливаются на основании расчетов. Расчеты откосов ведутся по расчетным характеристикам φ_1 , c_1 и γ_1 . При этом из двух значений расчетных характеристик принимается: для φ_1 и c_1 — меньшее значение; для γ_1 — большее значение. При расчете откосов коэффициент надежности по нагрузке принимается равным единице при условии определения γ_1 на основании статистической обработки опытных данных.

При расчетах откосов должен быть обеспечен заданный коэффициент устойчивости k_{st} , определяемый как отношение γ_n/γ_c . Значения k_{st} принимаются в соответствии с требованиями нормативных документов по проек-

тированию отдельных видов сооружений, но не менее 1,1, а для оползневых склонов — не менее 1,2.

При расчетах откосов и удерживающих сооружений с учетом сейсмического воздействия коэффициент сочетаний для грунтовых нагрузок и собственного веса сооружения принимается равным 1,0, в остальных случаях — в соответствии с требованиями нормативных документов по проектированию отдельных видов сооружений.

14.3. МЕТОДЫ И ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

14.3.1. Общие сведения

Расчеты откосов выполняются для определения устойчивости очертания откоса при минимальном объеме земляных работ или для определения коэффициента устойчивости откоса того или иного очертания. При расчетах рассматривается плоская задача. За расчетную модель грунтового массива, ограниченную откосом, принимается бесконечно длинное призматическое (или цилиндрическое — соответственно форме откоса) тело с горизонтальными образующими, подверженное действию сил, перпендикулярных к образующим и равномерно распределенных в их направлении (рис. 14.5, а). При такой расчетной модели компоненты напряжений в прямоугольной системе координат xuz (ось z параллельна образующим) не зависят от координаты z , и касательные напряжения в плоскости, нормальной к оси z (в плоскости поперечного сечения), равны нулю. Это позволяет рассматривать участки откоса единичной протяженности ($\Delta z = 1$) и вести расчет плоского сечения (в плоскости xy — рис. 14.5, б). Расчеты выполняются исходя из совместного решения уравнений статики и предельного состояния на сдвиг грунта, обладающего внутренним трением и сцеплением (метод предельного равновесия).

Условие равновесия грунта на какой-либо площадке имеет вид:

$$\tau \leq \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (14.1)$$

[знак равенства в условии (14.1) соответствует предельному состоянию].

Если в каждой точке какой-нибудь зоны грунтового массива существуют площадки, на которых соблюдается знак равенства условия (14.1), а на остальных площадках $\tau < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$, то эта зона находится в предельном состоянии. Такое состояние возникает, в частности, в зоне, прилегающей к откосу определен-

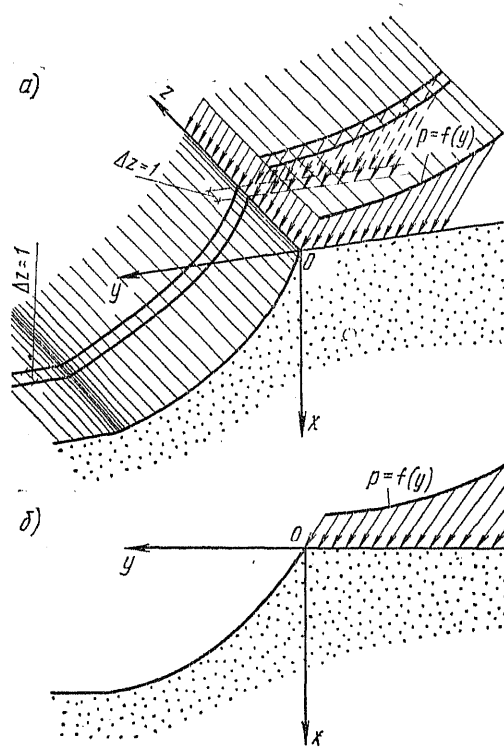


Рис. 14.5. Расчетная схема откоса (плоская задача)

ного (в зависимости от параметров φ и c грунта и действующей на него нагрузки) очертания, называемого предельным. Откосы круче предельных существовать не могут. В грунте, обладающем внутренним трением и сцеплением, предельный откос имеет, как правило, криволинейное очертание — крутое (часто близкое к вертикальному или даже в форме нависающего свода) сверху и постепенно уположивающееся к низу (рис. 14.6). В грунтах, обладающих только внутренним трением (без сцепления), например в чистых песках, предельный откос плоский, наклоненный к горизонту под углом внутреннего трения. В грунтовой массе, ограниченном предельным откосом, образуется два семейства поверхностей скольжения в общем случае — цилиндрических, в определенных случаях (в частно-

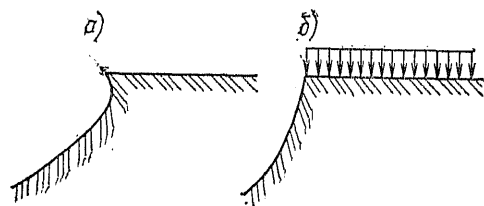


Рис. 14.6. Предельные очертания контуров откосов а — без нагрузки; б — при вертикальной равномерно распределенной нагрузке на поверхности

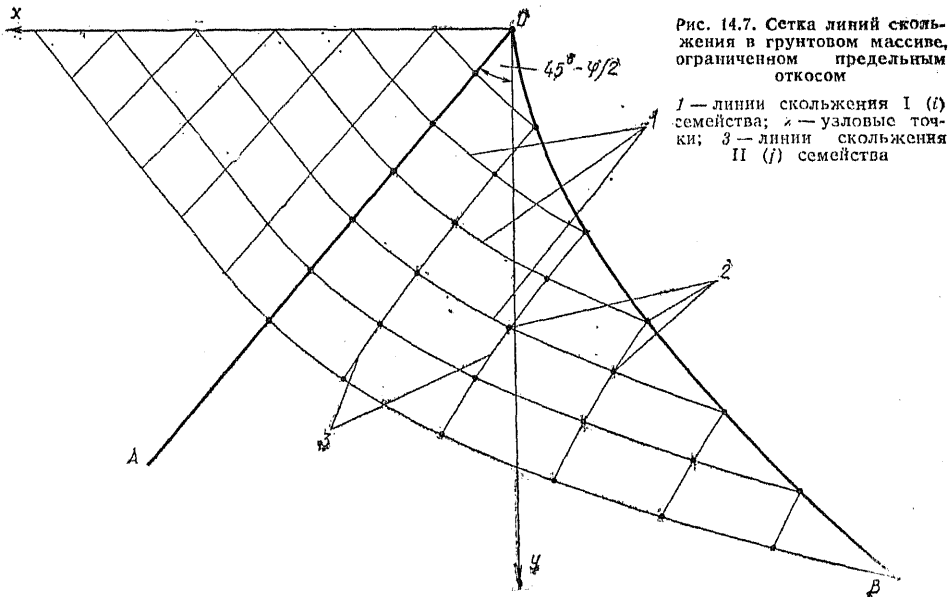


Рис. 14.7. Сетка линий скольжения в грунтовом массиве, ограниченном предельным откосом

1 — линии скольжения I (l) семейства; 2 — узловые точки; 3 — линии скольжения II (j) семейства

сти, в грунтах, обладающих только трением) — плоских. При рассмотрении плоского сечения поверхности скольжения интерпретируются линиями скольжения (рис. 14.7).

14.3.2. Построение предельных откосов

Для практически однородных грунтов, обладающих внутренним трением и сцеплением, предельный откос может быть построен по рис. 14.8, интерпретирующему таблицы предельных контуров откосов. Эти таблицы составлены институтом Фундаментпроект [3] по формулам В. В. Соколовского [4] в безразмерных координатах для нагрузки на поверхности грунта, соответствующей весу слоя грунта толщиной, равной предельной высоте вертикального откоса, определяемого по формуле

$$h_0 = \frac{2c' \cos \varphi'}{\gamma_I (1 - \sin \varphi')} = h'_0 \frac{c'}{\gamma_I}, \quad (14.2)$$

где [2]

$$\varphi' = \arctg \frac{tg \varphi_I}{k_{st}} \text{ и } c' = \frac{c_I}{k_{st}}; \quad (14.3)$$

$$h'_0 = \frac{2 \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}; \quad (14.4)$$

(величина h'_0 может быть определена по рис. 14.9).

Если нагрузка на поверхности грунта отсутствует, то верхнюю часть предельного откоса высотой h_0 принимают вертикальной, а остальную (нижнюю) часть строят по рис. 14.8. Для перехода от безразмерных координат x' и y' к размерным x и y служат формулы:

$$x = c' x' / \gamma_I \text{ и } y = c' y' / \gamma_I. \quad (14.5)$$

Построенный контур предельного откоса следует аппроксимировать ломаной линией с размещением на ней берм и площадок.

14.3.3. Определение угла плоских откосов при горизонтальной поверхности грунта

Крутизна плоских откосов высотой до 5 м [5] определяется по табл. 14.1. В практически однородных грунтах крутизна откосов высотой более 5 м может быть определена по графикам института Фундаментпроект (рис. 14.10), дающим зависимость угла наклона плоского откоса к горизонту Θ_0 от $c' / (\gamma_I H_0)$ и φ' (где H_0 — высота откоса м). Если в результате определения угла Θ_0 по рис. 14.10 откос окажется круче допускаемого по табл. 14.1, то его крутизну следует принимать по табл. 14.1.

Пример 14.1. Требуется определить допустимый угол плоского откоса высотой 8 м в слое глины. Расчетные характеристики глины: $\varphi_I = 16^\circ$, $c_I = 30$ кПа, $\gamma_I = 20$ кН/м³. Требуемое значение коэффициента устойчивости — 1,2.

Решение. По формулам (14.3) определяем:

$$\varphi' = \arctg \frac{tg 16^\circ}{1,2} \approx 13,5^\circ; \quad c' = \frac{30}{1,2} = 25 \text{ кПа.}$$

Пользуясь графиком (см. рис. 14.10), по $c' / (\gamma_I H_0) = 25 / (20 \cdot 8) = 0,156$ и $\varphi' = 13,5^\circ$ путем интерполяции между $\varphi' = 10^\circ$ и $\varphi' = 15^\circ$ находим:

$$\Theta_0 = 64 + \frac{72 - 64}{5} \cdot 3,5 = 69,6^\circ.$$

Так как по расчету крутизна откоса получилась больше допустимой по табл. 14.1 (63°), принимаем крутизну откоса по табл. 14.1, т. е. 1 : 0,5.

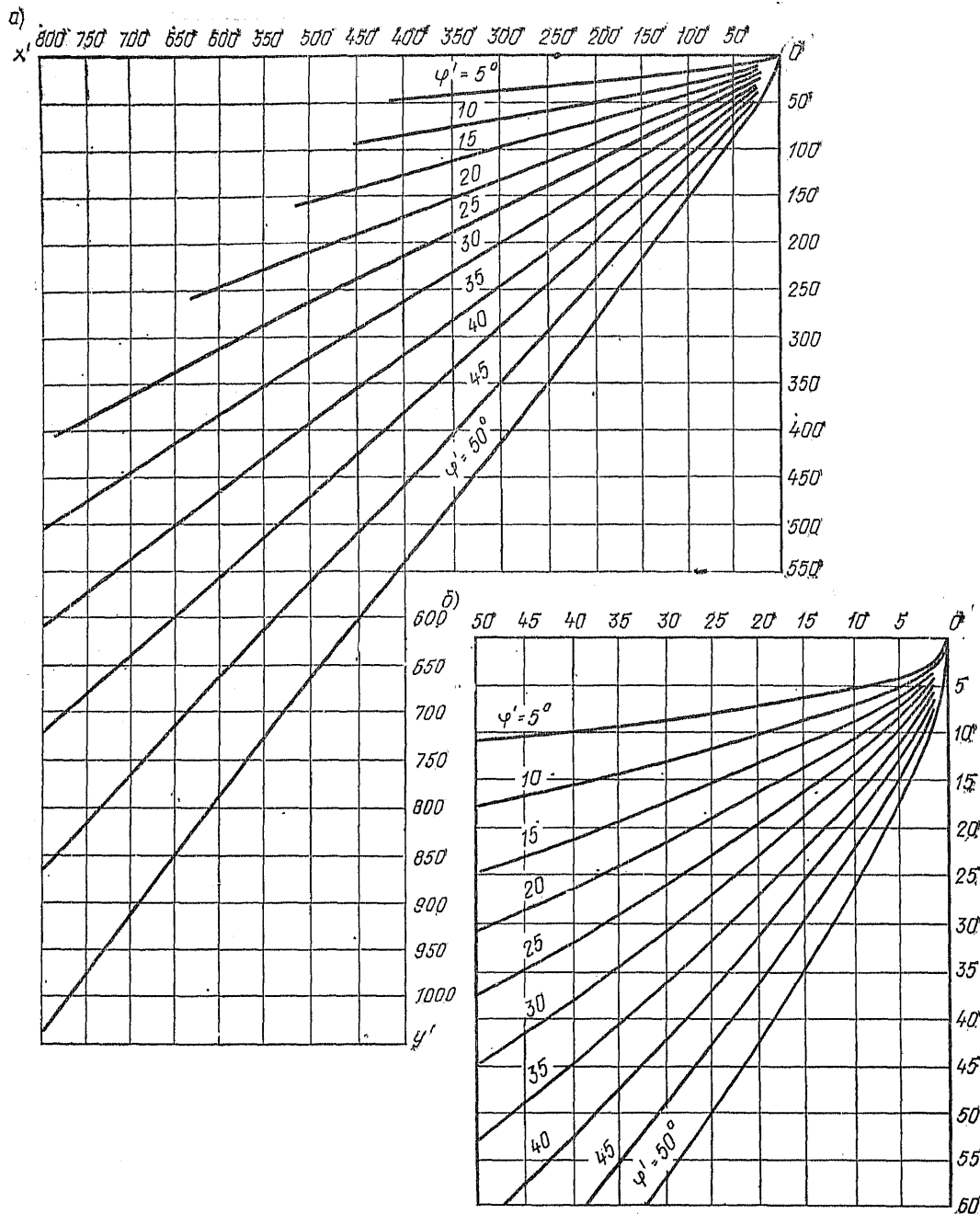


Рис. 14.8. К расчету предельных откосов
а — большой высоты; б — небольшой высоты

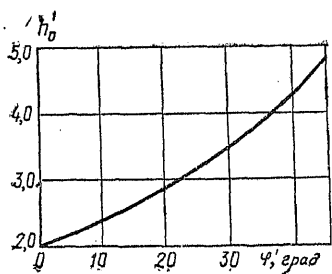


Рис. 14.9. К определению вспомогательной величины h_0

ТАБЛИЦА 14.1. НАИБОЛЬШАЯ КРУТИЗНА ГРУНТОВЫХ ОТКОСОВ

Грунты	Наибольшая крутизна откосов (отношение высоты к заложению) при глубине (высоте), м. до		
	1,5	3	5
Насыпные	1:0,67	1:1	1:1,25
Песчаные и гравийные влажные (ненасыщенные)	1:0,5	1:1	1:1
Глинистые:			
супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
суглинок	1:0	1:0,5	1:0,75
глина	1:0	1:0,25	1:0,5
Лессы и лессовидные сухие	1:0	1:0,5	1:0,5
Моренные:			
песчаные, супесчаные	1:0,25	1:0,57	1:0,75
суглинистые	1:0,2	1:0,5	1:0,65

Примечания: 1. При напластовании различных видов грунта крутизну откоса для всех пластов надлежит назначать по более слабому виду грунта.
 2. Ширина полка и крутизна откосов траншей для совмещенной прокладки трубопроводов должны назначаться проектом.
 3. Крутизна откосов для моренных грунтов установлена для районов Крайнего Севера европейской части СССР при наличии сильно выраженного структурного сцепления (цементации) и при разработке их без предварительного рыхления взрывным способом.
 4. К насыпным грунтам относятся грунты, пролежавшие в отвалах менее 6 мес и не подвергавшиеся искусственному уплотнению (проездом, укаткой и т. п.).

Рис. 14.10. К определению максимально допустимого угла наклона плоского откоса

14.3.4. Определение ширины призмы обрушения откоса

Ширина по верху призмы обрушения откоса может быть определена с помощью рис. 14.11, составленного, как и предыдущие гра-

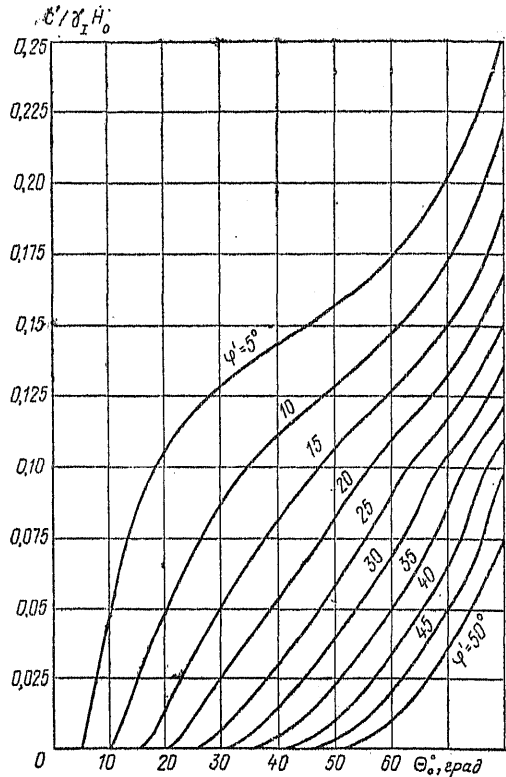


ТАБЛИЦА 14.2. КООРДИНАТЫ ПРЕДЕЛЬНОГО ОТКОСА

H'	Значения —x' при φ', град			—x, м	V, м
	10	15	12		
5,0	5,0	3,5	5,0 — 5,0—3,5 5	7,35	7,5
7,5	11,5	7,5	11,5 — 11,5—7,5 5	14,85	11,25
10,0	19,0	12,5	19,0 — 19,0—12,5 5	24,6	15,0
12,5	27,0	18,0	27,0 — 27,0—18,0 5	35,1	18,75
15,0	37,5	24,0	37,5 — 37,5—24,0 5	48,15	22,5
17,5	48,5	30,5	48,5 — 48,5—30,5 5	61,95	26,25
20,0	58,0	37,5	58,0 — 58,0—37,5 5	74,7	30,0
24,2	75	50,0	75,0 — 75,0—50,0 5	97,5	36,3

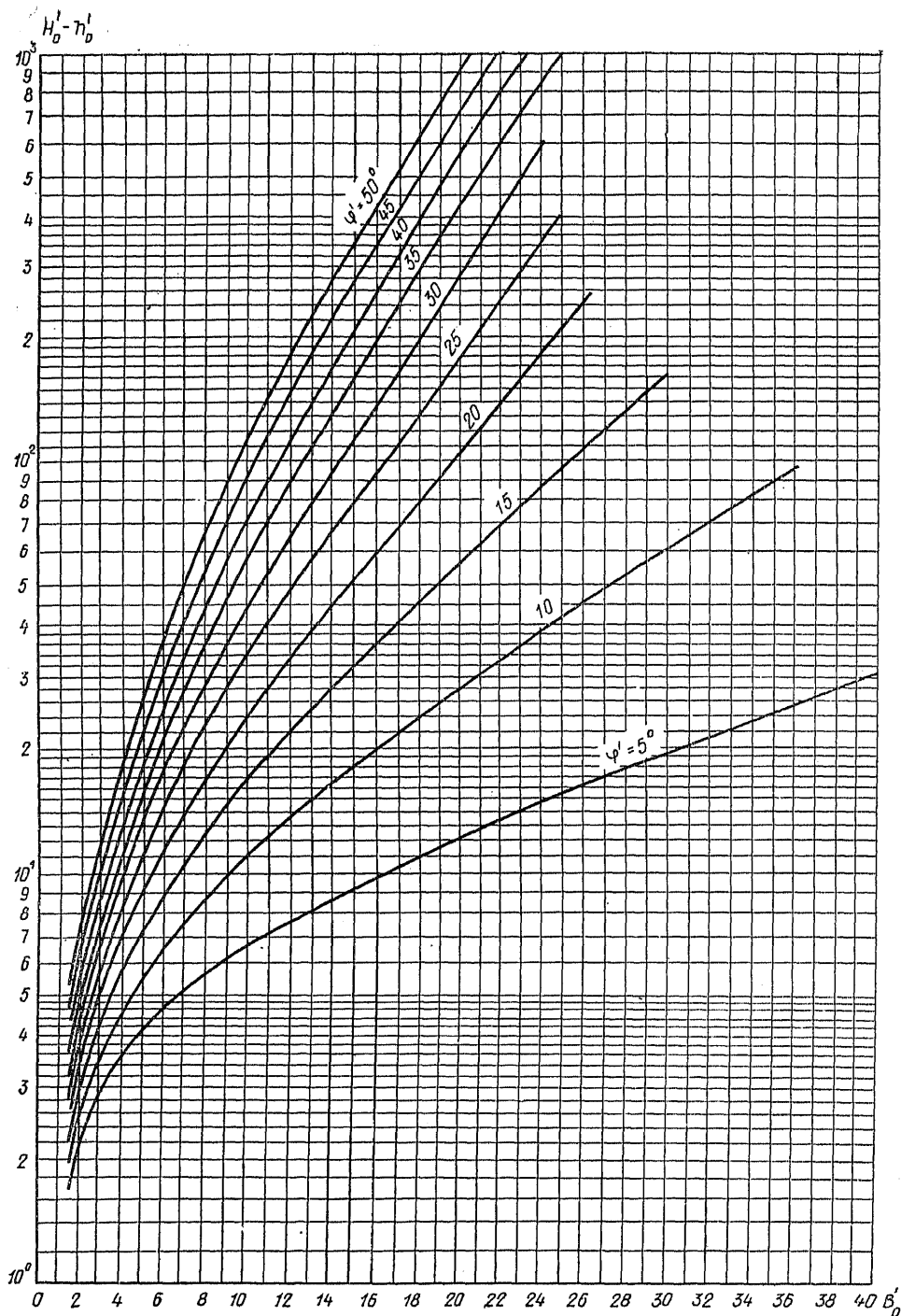


Рис. 14.11. К определению величины B'_0

фики, на основании решений В. В. Соколовского [4] и таблиц института Фундаментпроект [3]. По рис. 14.11 в зависимости от значений φ' и $H'_0 - h'_0$, где

$$H'_0 = H_0 \gamma_1 / c', \quad (14.6)$$

определяется безразмерная величина B'_0 , соответствующая ширине призмы обрушения на глубине h'_0 , по которой вычисляется ширина призмы обрушения B_0 на поверхности грунта

$$B_0 = (B'_0 - h'_0 \operatorname{ctg} \theta_0) c' / \gamma_1. \quad (14.7)$$

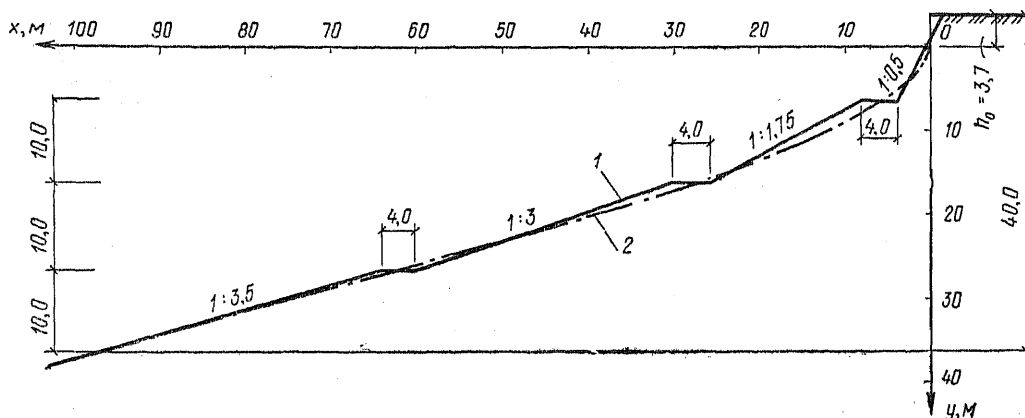


Рис. 14.12. К примеру 2

1 — контур запроектированного откоса; 2 — контур предельного откоса

Ширина призмы обрушения используется при аппроксимации криволинейного контура предельного откоса ломаным контуром: ширину берм и площадок следует принимать не менее ширины призмы обрушения уступа.

Пример 14.2. Требуется запроектировать откос насыпи высотой 40 м в глинистых грунтах с характеристиками $\varphi' = 12^\circ$, $c' = 30$ кПа, $\gamma_1 = 20$ кН/м³, принимаемая высота уступа 10 м.

Решение. При проектировании высоких откосов насыпи с разбивкой их на уступы расчет рекомендуется начинать с построения контура предельного откоса (который при наличии насыпи является наиболее экономичным), а затем аппроксимировать его уступчатым откосом.

По рис. 14.9 для $\varphi' = 12^\circ$ находим $h'_0 = 2,45$. Тогда предельная высота вертикального откоса при $c'/\gamma_1 = 30/20 = 1,5$ м по формуле (14.2) будет: $h_0 = 2,45 \cdot 1,5 = 3,7$ м.

Для построения контура откоса на глубине, превосходящей 3,7 м, задаем значения y' на кривых для $\varphi' = 10^\circ$ и $\varphi' = 15^\circ$ (см. рис. 14.8), находим соответствующие этим значениям y' значения x' и вычисляем по интерполяции промежуточные значения x' , а затем — x и y для $\varphi' = 12^\circ$ до глубины 40 м, т. е. до значения $y' = (40 - 3,7)/1,5 = 24,2$.

Вычисления сводим в табл. 14.2. Построенный по результатам вычислений контур предельного откоса показан на рис. 14.12.

Затем по рис. 14.10 при $c'/(\gamma_1 H_0) = 30/(20 \cdot 10) = 0,15$ определяем предельную крутизну верхнего уступа: $\Theta_0 = 61^\circ$ при $\varphi' = 10^\circ$, $\Theta_0 = 70^\circ$ при $\varphi' = 15^\circ$ и по интерполяции находим $\Theta_0 = 61^\circ + (70 - 61)2/5 = 64,6^\circ$ при $\varphi' = 12^\circ$.

Такая крутизна откоса уступа больше допускаемой по табл. 14.1 (63°), поэтому принимаем заложение откоса верхнего уступа 1:0,5. Лежащие ниже уступы, учитывая большую высоту откоса, необходимо принимать более пологими, очерчивая предельный контур, как это показано на рис. 14.12.

Для назначения размера бермы для уступа высотой 10 м сначала по рис. 14.11 при $H'_0 - h'_0 = 10/1,5 = 6,67$ м находим: $B'_0 = 3,7$ при $\varphi' = 10^\circ$, $B'_0 = 2,5$ при $\varphi' = 15^\circ$ и по интерполяции вычисляем: $B'_0 = 3,7 - (3,7 - 2,5)2/5 = 3,22$ при $\varphi' = 12^\circ$. Затем по формуле (14.7) определяем минимальную ширину призмы обрушения:

$$B_0 = (3,22 - 2,45 \operatorname{ctg} 63^\circ) 1,5 = 2,95 \text{ м.}$$

Учитывая большую высоту откоса, принимаем $B_0 = 4$ м. Располагаем бермы через 10 м по высоте откоса по 2 м в обе стороны от контура предельного откоса и строим уступчатый плоский откос, соединяя конечную точку предыдущей бермы и начальную точку последующей. Заложение полученных уступов откоса: четвертого 1:3,375, принимаем 1:3,5; третьего 1:2,9, принимаем 1:3,0; второго 1:1,75, принимаем 1:1,75; заложение верхнего уступа принято по

расчету 1:0,5. На рис. 14.12 показано очертание предельного контура и полученный уступчатый профиль откоса.

14.3.5. Основные принципы определения требуемого контура откоса в сложных условиях

Вышеприведенные графики могут быть использованы также для построения контуров откосов первоначального рабочего профиля в неоднородных грунтовых условиях с последующим поверочным расчетом по принятой (одной из приводимых ниже) расчетной схеме.

В пределах каждого слоя предельные заложения уступов и ширина берм определяются, как показано в примере 14.2, соответственно по рис. 14.10 и 14.11. Контур предельных откосов строится по рис. 14.8 исходя из условия, что заложение откоса толщи, залегающей над подошвой каждого n -го слоя, должно быть не меньше заложения предельного откоса, построенного по характеристикам n -го слоя на всю высоту от подошвы до поверхности земли.

При неоднородном сложении грунтового массива, при необходимости учета фильтрационного и сейсмического воздействия и при нагрузках на поверхности грунта, превосходящих $h_0 \gamma_1$ [см. формулу (14.2)], требуемый контур (профиль) откоса отыскивается методом последовательных приближений. Первоначально задаются некоторой его конфигурацией и при необходимости размещением выбранных удерживающих и других защитных сооружений. При этом следует руководствоваться материалами и данными инженерно-геологических и гидрогеологических условий склона или откоса. Должны также учитываться требования по использованию территории, содержащейся в задании на проектирование.

Для проверки правильности принятого решения по конфигурации откоса и размещения на нем защитных сооружений выполняются

расчеты, которые ведут по выбранным характерным поперечникам, отражающим все особенности поверхности, геологического строения грунтового массива, гидрогеологических условий, свойств грунтов, характера и ориентации поверхностей ослабления в грунтовом массиве, трещиноватости. На поперечники наносят принятые профили откоса и проверяют возможность возникновения в грунтовом массиве предельного состояния по потере устойчивости грунта на сдвиг по разным расчетным поверхностям.

При первоначальном выборе очертания откосов учитываются все указанные выше особенности природных условий, а откосы и площадки уступов подбираются на основе рекомендаций, приведенных в п. 14.1, и с использованием рис. 14.10 и 14.11. При наличии в толще грунтового массива слабых прослоек можно использовать рис. 14.8, позволяющий установить предельный контур откоса над слабой прослойкой по его характеристикам. Расчетные поверхности предполагаемого сдвига намечаются с учетом обнаруженных при изысканиях ослаблений в грунтовом массиве (например, поверхностей смещения оползней, трещиноватости, зон тектонических нарушений) и других инженерно-геологических особенностей. Расчетные поверхности должны пересекать грунтовой массив как на отдельных участках, так и по всей его высоте до подножия, проходить по подошве и ниже подошвы удерживающих сооружений. Поверхности, проводимые в более прочном грунте, залегающем на менее прочном, должны захватывать также и подстилающий слой. При значительной прочности слоя, залегающего на слабом грунте, должна учитываться возможность образования в верхнем слое трещин. Рассматриваемые поверхности имеют плоское или ломаное очертание с плоскими или криволинейными участками и, как правило, с общим уклоном в сторону откоса. В частных случаях, когда в грунтовом массиве имеются ослабленные поверхности, которые могут быть аппроксимированы плоскостями, рассматриваются плоские поверхности, а при отсутствии таких плоскостей — круглоцилиндрические поверхности.

На рассматриваемых поверхностях проверяется условие устойчивости, вытекающее из формул (14.1) и (14.3) и приобретающее вид соответственно принятой расчетной схеме, или определяется коэффициент устойчивости против сдвига части грунтового массива, отсекаемого рассматриваемой поверхностью (отсека грунтового массива). Если на какой-нибудь поверхности условие устойчивости не соблюдается или коэффициент устойчивости окажется

меньше требуемого его значения, то следует изменить выбранную конфигурацию откоса, усилить удерживающие или применить другие сооружения. Если в условии устойчивости соблюдается неравенство (коэффициент устойчивости больше нормируемого значения), то также допускается изменение профиля в сторону увеличения крутизны откоса или облегчение защитных сооружений (когда это технически возможно и экономически целесообразно). Такой подбор профиля откоса продолжается до соблюдения в условии устойчивости равенства или требуемого значения коэффициента устойчивости.

В основе расчета рекомендуется принимать метод вертикальных элементов, при котором отсек грунтового массива, ограниченный откосом и поверхностью, рассматриваемой в качестве поверхности сдвига, делится вертикальными отрезками на ряд элементов таким образом, чтобы можно было принимать основание каждого элемента плоским и прочностные характеристики на нем постоянными. Устойчивость отсека грунтового массива выявляется из рассмотрения условий предельного равновесия его отдельных элементов и всего отсека в целом. В некоторых частных случаях целесообразно вместо вертикальных границ между элементами принимать наклонные, но суть расчета при этом не меняется. Следует также учитывать, взвешенное состояние водоносных грунтов, залегающих ниже депрессионной поверхности.

Фильтрационное воздействие учитывается введением в расчет дополнительной горизонтальной объемной силы P_w , определяемой по формуле

$$P_w = \gamma_w I, \quad (14.8)$$

где γ_w и I — соответственно удельный вес воды, кН/м^3 , и уклон фильтрационного потока, принимаемый равным уклону депрессионной поверхности в пределах водоносной части рассматриваемого отсека грунтового массива.

Отсюда равнодействующая горизонтальных фильтрационных сил в i -м элементе P_{wi} , кН , определяется по формуле

$$P_{wi} = \gamma_{wi} h_{wi} \Delta h_{wi}, \quad (14.9)$$

где h_{wi} — средняя высота обводненной части i -го элемента, м; Δh_{wi} — разность отметок депрессионной поверхности на границах элемента.

Сейсмическое воздействие учитывается введением в расчет в пределах рассматриваемого отсека грунтового массива дополнительных горизонтальных объемных и сосредоточенных (или распределенных на каком-то участке) сил. Дополнительные горизонтальные объемные силы определяются путем умножения удельного веса грунта и сил фильтрационного

давления на коэффициент K_{hf} . Дополнительные сосредоточенные (или распределенные на каком-то участке) горизонтальные силы определяются умножением веса подземных конструкций и сооружения на коэффициент K_{hf} . Значения K_{hf} — коэффициента, учитывающего сейсмическое воздействие на сдвигающийся отсек грунтового массива, рекомендуется принимать равными 0,05, 0,075 и 0,15 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов.

Равнодействующая сила веса грунта и подземных конструкций G_i (с учетом взвешивания и нагрузки на поверхности) и горизонтальной силы сейсмического воздействия, кН, в i -м элементе определяется по формуле

$$G'_i = G_i \sqrt{1 + K_{hf}^2} \quad (14.10)$$

Равнодействующая веса воды в объеме между поверхностью подземных вод и основанием G_{wi} и горизонтальной силы сейсмического воздействия в i -м элементе, кН, вычисляется по выражению

$$G'_{wi} = G_{wi} \sqrt{1 + K_{hf}^2} \quad (14.11)$$

Равнодействующая горизонтальных фильтрационных сил P_{wi} с учетом сейсмического воздействия в i -м элементе, кН, находится по зависимости

$$P'_{wi} = P_{wi} (1 + K_{hf}) \quad (14.12)$$

Угол между нормалью к основанию i -го элемента и направлением действия сил G'_i и G'_{wi} , град, определяется следующим образом:

$$\omega_i = \alpha_i + \rho_{hf} \quad (14.13)$$

где ρ_{hf} — угол отклонения силы G'_i (G'_{wi}) от вертикали, град, равный $\text{arctg } K_{hf}$; α_i — угол между нормалью к основанию i -го элемента и вертикалью (имеет положительное значение при нисходящей подошве элемента и отрицательное — при восходящей подошве), град.

Все расчетные формулы приводятся в общем виде с учетом сейсмического и фильтрационного воздействия. При отсутствии сейсмичности $K_{hf} = 0$; при отсутствии фильтрационного воздействия $P_w = 0$ и $G_w = 0$.

14.3.6. Расчет устойчивости отсека грунтового массива против сдвига по выбранной поверхности

Расчетная схема 1 (поверхность произвольной формы). Рассматриваемая поверхность аппроксимируется ломаной поверхностью. Отсек грунтового массива разбивается вертикальными линиями на элементы так, чтобы основание каждого элемента было плоским и однородным

с постоянными в пределах элемента характеристиками φ и c . Рассматриваются три уравнения равновесия сил, действующих на элемент отсека (см. схему 1 табл. 14.3):

$$\left. \begin{aligned} \Sigma x &= 0; \\ N_i \sin \alpha_i + \Delta E_i \cos \beta_i - T_i \cos \alpha_i + \\ &+ G_i K_{hf} + P_{wi} (1 + K_{hf}) = 0; \\ \Sigma y &= 0; \\ N_i \cos \alpha_i + \Delta E_i \sin \beta_i - \\ &- T_i \sin \alpha_i + G_i = 0; \\ \Sigma M_a &= 0; \\ E_{li,x} \left(h_{li} - \frac{b_i}{2} \text{tg } \alpha_i \right) + E_{li,y} \frac{b_i}{2} - \\ &- E_{ri,x} \left(h_{ri} + \frac{b_i}{2} \text{tg } \alpha_i \right) + \\ &+ E_{ri,y} \frac{b_i}{2} - G_i K_{hf} (y_i - y_{oi}) - \\ &- P_{wi} (1 + K_{hf}) y_{wi} = 0 \end{aligned} \right\} (14.14)$$

(индексы «x» и «y» обозначают проекции векторов на соответствующие координатные оси) и суммарные уравнения равновесия всего отсека в целом:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma x &= 0; \\ \Sigma (N_i \sin \alpha_i) - \Sigma (T_i \cos \alpha_i) + \\ &+ \Sigma (G_i K_{hf}) + \Sigma [P_{wi} (1 + K_{hf})] = 0; \\ \Sigma y &= 0; - \Sigma (N_i \cos \alpha_i) - \\ &- \Sigma (T_i \sin \alpha_i) + \Sigma G_i = 0; \\ \Sigma M_o &= 0; \\ \Sigma [(N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i) y_i + \\ &+ (N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i - G_i) x_i + \\ &+ G_i K_{hf} y_{oi} + P_{wi} (1 + K_{hf}) y_{wi}] = 0 \end{aligned} \right\} (14.15)$$

совместно с соблюдающимся вдоль основания отсека в каждом его элементе условием предельного состояния, которое исходя из формул (14.1) и (14.3) выражается в виде:

$$T_i = N_i \frac{\text{tg } \varphi_{li}}{k_{st}} + \frac{c_{li}}{k_{st}} l_i \quad (14.16)$$

где E_{ri} — равнодействующая межэлементных сил взаимодействия с правой стороны i -го элемента, кН; E_{li} — то же с левой стороны i -го элемента, кН; ΔE_i — разность сил E_{ri} и E_{li} , действующих на i -й элемент, кН; N_i — нормальная сила в подошве i -го элемента, кН; β_i — угол между нормалью к границе i -го элемента и направлением межэлементных сил, град; T_i — удерживающая сила в подошве i -го элемента, кН; h_{ri} — высота от низа правой границы i -го элемента до точки приложения силы E_{ri} , м; h_{li} — высота от низа левой границы i -го элемента до точки приложения силы E_{li} , м; b_i — ширина i -го элемента по нормали к его границам, м; l_i — длина подошвы i -го элемента, м; y_{oi} — расстояние от центра тяжести i -го элемента, определенного с учетом взвешивания грунта и нагрузки на поверхности, до оси x , м; y_{wi} — расстояние от центра тяжести обводненной части i -го элемента до оси x , м; x_i и y_i — координаты центра основания i -го элемента, м.

Преобразование приведенных выше уравнений, учитывая, что в предельном состоянии должно соблюдаться условие

$$\sum (\Delta E_i) = 0, \quad (14.17)$$

и принимая, что силы E имеют постоянный угол наклона к горизонтали β на всех границах между элементами рассматриваемого отсека грунтового массива, приводит к системе четырех уравнений с четырьмя неизвестными: N_i , ΔE_i , k_{st} , β (см. табл. 14.3). Решение системы производится итерационным способом при двух итерационных величинах k_{st} и β . Получаемое значение k_{st} (фактического коэффициента запаса устойчивости против сдвига отсека грунтового массива по рассматриваемой поверхности) должно быть не меньше нормируемого (см. п. 14.3).

Этот расчет [7], хотя по строгости и уступает методу Соколовского, так как в нем сделан ряд допущений (например, $\beta = \text{const}$), с учетом этих допущений удовлетворяет всем трем уравнениям статики, дает достаточно достоверный результат и заслуживает предпочтения перед другими известными методами, в которых не все уравнения статики соблюдаются. Расчет по схеме 1 следует выполнять для всех ответственных объектов и для объектов, связанных с большими объемами работ, а также в других случаях, когда в грунтовом массиве есть выраженная ослабленная поверхность (например, основание оползневого тела, тектонический разлом и т. п.). Расчет выполняется с помощью ЭВМ*.

Расчетная схема 2 (ломаная поверхность). Этот расчет [6], как и расчет по схеме 1, предназначен для случаев, когда поверхность возможного сдвига грунта ожидается не круглоцилиндрической или не плоской формы. Расчет основан на рассмотрении многоугольника сил, действующих на элемент, и предположении, что в предельном состоянии силы E направлены под углом $\Psi/2$ к границам между элементами (где Ψ — угол сдвига). Подобно всем методам, основанным на рассмотрении силовых многоугольников или уравнений без учета моментов сил, в нем не соблюдается уравнение моментов, хотя он дает в общем приемлемый результат (в большинстве случаев с некоторым дополнительным запасом). Этим методом можно пользоваться при проектировании сооружений II и III класса, не связанных с большими объемами работ, а также при проведении сопоставительных расчетов для предварительного назначения профиля откоса

и отыскания опасных поверхностей в массиве при проектировании ответственных сооружений, для которых окончательный расчет должен быть произведен по схеме 1. При выполнении этого расчета можно ограничиться проверкой условия устойчивости отсека грунтового массива, поскольку коэффициент устойчивости k_{st} вводится в прочностные характеристики грунта φ и c . При необходимости определения фактического коэффициента устойчивости отсека грунта он отыскивается графическим решением уравнения как значение k_{st} в точке пересечения кривых двух функций $F_1(k_{st})$ и $F_2(k_{st})$ (см. формулы к расчетной схеме 2 табл. 14.3 и эскизы табл. 14.5 и 14.6). Оси координат и границы между элементами при расчете с учетом сейсмичности поворачиваются на угол ρ_{nj} к вертикали. Расчеты по формулам схемы 2 могут выполняться на современных калькуляторах, а также с помощью ЭВМ.

Расчетная схема 3 (круглоцилиндрическая поверхность). Поиск опасной поверхности производится подбором. Этот способ по его обоснованию [6] и результатам расчетов приближается к строгим способам, основанным на удовлетворении трех уравнений статики. Способ может применяться для расчетов откосов во всех случаях, когда в грунтовом массиве нет выраженной поверхности сдвига. Он может быть использован и для оценки местной устойчивости на отдельных участках откоса, в частности в местах залегания более прочных грунтов с относительно крутым откосом на более слабом основании. Расчет заключается либо в проверке условия устойчивости, либо в определении коэффициента устойчивости, так же как и при расчете по схеме 2, графическим путем. При учете сейсмического воздействия расчет следует вести с поворотом осей x и y и границ между элементами на угол ρ_{nj} . Расчетные формулы приведены в табл. 14.3.

Расчетная схема 4 (плоская поверхность). При выраженной в грунтовом массиве плоской ослабленной поверхности (контакт напластований, тектонический разлом и т. п.) с уклоном в сторону откоса необходимо проверить устойчивость отсека грунтового массива против сдвига по этой ослабленной поверхности. Во многих случаях параметры сопротивления грунта сдвигу принимаются по всей ослабленной поверхности. Тогда нет необходимости разбивать отсек на элементы, а можно рассматривать его как один элемент. В общем же случае, когда необходимо учитывать неоднородность грунтового массива, рассматриваемый отсек разбивается на элементы так же, как и при расчете по схеме 3. Расчетные формулы для

* Для расчета по схеме 1 с учетом сейсмического и фильтрационного воздействия имеется программа «Fundoids—Г. С.» (ГПИ Фундаментпроект Минмонтажспецстрой, СССР, 1983).

ТАБЛИЦА 14.3. ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ОТКОСОВ

№ схемы	Расчетная схема	Расчетные формулы
1		$N_i = \frac{G_i - c_{Ti} l_i \sin \alpha_i / k_{st} + \Delta E_i \sin \beta}{\cos \alpha_i + \operatorname{tg} \varphi_{Ti} \sin \alpha_i / k_{st}};$ $\left\{ \left[G_i (\cos \alpha_i - K_{hf} \sin \alpha_i) - P'_{wi} \sin \alpha_i \right] \times \right.$ $\times \operatorname{tg} \varphi_{Ti} + c_{Ti} l_i \left. \right\} \frac{1}{k_{st}} - G_i (\sin \alpha_i +$ $+ K_{hf} \cos \alpha_i) - P'_{wi} \cos \alpha_i;$ $\Delta E_i = \frac{\cos (\alpha_i - \beta) + \operatorname{tg} \varphi_{Ti} \sin (\alpha_i - \beta) / k_{st}}{\Sigma \sin \alpha_i (N_i \operatorname{tg} \varphi_{Ti} + c_{Ti} l_i)};$ $k_{st} = \frac{\Sigma G_j - N_i \cos \alpha_i}{\Sigma (N_i \operatorname{tg} \varphi_{Ti} + c_{Ti} l_i) (x_i \sin \alpha_i - y_i \cos \alpha_i)};$ $k_{st} = \frac{\Sigma (N_i \operatorname{tg} \varphi_{Ti} + c_{Ti} l_i) (x_i \sin \alpha_i - y_i \cos \alpha_i)}{\Sigma [G_i (v_i - K_{hf} u_{0i}) - P'_{wi} y_{wi} - N_i (x_i \cos \alpha_i + y_i \sin \alpha_i)]}$
2		<p>Условие устойчивости</p> $\Sigma \Delta E_{xi} = \Sigma \left\{ A_i \cos \frac{\varphi_i}{2} \left[z_i \operatorname{ctg} (\omega_i - \varphi_i') - b_i \right] + \right.$ $\left. + (h_i'' - h_i') \right\} \frac{c_i}{\operatorname{tg} \varphi_i'} -$ $- \Sigma \left(A_i G_i' \cos \frac{\varphi_i'}{2} + P'_{wi} \right) \geq 0;$ <p>определение k_{st} графически — в точке пересечения функций:</p> $F_1(k_{st}) = \Sigma \left\{ A_i \cos \frac{\varphi_i'}{2} \left[z_i \operatorname{ctg} (\omega_i - \varphi_i') - \right. \right.$ $\left. - b_i \right] + (h_i'' - h_i') \right\} \frac{c_i}{\operatorname{tg} \varphi_i'};$ $F_2(k_{st}) = \Sigma \left(A_i G_i' \cos \frac{\varphi_i'}{2} + P'_{wi} \right);$ <p>где $A_i = \frac{\sin (\omega_i - \varphi_i')}{\cos (\omega_i - 3\varphi_i' / 2)}$;</p> <p>$h_i'$ — высота верхней (правой) границы i-го элемента, м;</p> <p>h_i'' — высота нижней (левой) границы i-го элемента, м;</p> <p>z_i — разность отметок поверхности земли правой и левой границ i-го элемента, м.</p>

№ схемы	Расчетная схема	Расчетные формулы
3		<p>Условие устойчивости</p> $\sum \frac{G_i' \operatorname{tg} \phi_i' + b_i c_i'}{(1 + \operatorname{tg} \omega_i \operatorname{tg} \phi_i') \cos \omega_i} - \sum (G_i' + G_{wi}') \sin \omega_i \geq 0;$ <p>определение k_{st} графически — в точке пересечения функций:</p> $F_1(k_{st}) = \sum \frac{(\bar{G}_i' \operatorname{tg} \phi_i' + c_i' b_i)}{(1 + \operatorname{tg} \omega_i \operatorname{tg} \phi_i') \cos \omega_i};$ $F_2(k_{st}) = \sum (G_i' + G_{wi}') \sin \omega_i$
4		<p>Условие устойчивости</p> $\sum (G_i' \cos \omega \operatorname{tg} \phi_i' + c_i' l_i) - \sum (G_i' \sin \omega + P_{wi}' \cos \alpha) \geq 0;$ <p>определение k_{st} по формуле</p> $k_{st} = \frac{\sum (G_i' \cos \omega \operatorname{tg} \phi_{ii}' + c_{ii}' l_i)}{\sum (G_i' \sin \omega + P_{wi}' \cos \alpha)}$

Экспликация к эскизам: 1 — депрессионная поверхность; 2 — поверхность предполагаемого сдвига; 3 — поверхность откоса.

проверки условия устойчивости и для определения коэффициента устойчивости приведены в табл. 14.3.

Пример 14.3. Требуется определить необходимый профиль прибрежного склона, ограждающего территорию строительства, с учетом размещения (в случае устройства террас) парковой площадки на верхней террасе и нагрузки на ней 20 кПа. Должен быть обеспечен коэффициент устойчивости склона $k_{st} = 1.2$. Склон расположен в районе, имеющем сейсмичность 7 баллов.

Геологический разрез представлен водоносными галечниками (с линзами глин и песчаников), залегающими на водоупорных пестроцветных глинах, поверхность кровли которых имеет падение в сторону откоса. Пестроцветные глины подстилаются водоносными песчаниками с прослойками глин. Расчетные характеристики грунтов приведены в табл. 14.4.

ТАБЛИЦА 14.4. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Грунты	ϕ_{Γ} град	c_{Γ} кПа	γ_{Γ} кН/м ³
Галечник	35	40	21,5
Верхние глины	21	120	20
Песчаник	35	88	21,5
Пестроцветные глины	15	60	20

Депрессионная поверхность в галечниках и в верхних песчаниках выклинивается в борт откоса над кровлей подстилающих глин, а в нижних водоносных песчаниках — в водоем.

Характер намечавшийся дает возможность принять для расчета схемы сдвига по ломаным и круглоцилиндрическим поверхностям, которые в условиях плоской задачи изображаются ломаными линиями или дугами окружностей.

Решение. Отсек грунтового массива, ограничен-

ный склоном и рассматриваемой поверхностью предполагаемого сдвига, разбивается на n элементов так, чтобы в основании каждого из них прочностные характеристики были постоянными. Границы между элементами в связи с наличием дополнительных сейсмических объемных сил принимаются под углом ρ_{hf} к вертикали.

Проверяем сначала общую устойчивость природного склона на сдвиг по ломаным поверхностям I (ABCD), II (AEK), III (AFD), IV (AFLM) и по круглоцилиндрическим поверхностям V и VI (рис. 14.13) исходя из расчетных характеристик ϕ_i и c_i . Во всех расчетах величина K_{hf} для сейсмичности 7 баллов принята равной 0,05; $\rho_{hf} = \operatorname{arctg} 0,05 = 3^\circ$. Вес элементов подсчитывается с учетом взвешивания в их ободненной части.

При расчетах на сдвиг по ломаным поверхностям (по формулам схемы 2 табл. 14.3) наиболее опасной оказалась поверхность I, а по круглоцилиндрическим (по формулам схемы 3 табл. 14.3) — поверхность VI. Расчеты на сдвиг для ломаной поверхности I (рис. 14.14) и круглоцилиндрической поверхности VI (рис. 14.15) сведены соответственно в табл. 14.5 и 14.6. Как видно из этих таблиц, оба расчета дают в правой части уравнения предельного состояния положительные величины, отвечающие значениям коэффициента устойчивости соответственно 1,020 и 1,012, т. е. откос является практически оползнеопасным.

Для обеспечения устойчивости склона с $k_{st} = 1,2$ проектируем срезку грунта вверх и перемещение срезанного грунта вниз для подсыпки подножия склона с образованием двух широких террас: верхней шириной 95 м и нижней шириной 30 м. Кроме этих террас по высоте склона намечаем бермы. Всего на склоне создается 11 уступов высотой 10—20 м с бермами шириной 8 м (на контактах слоев) и 6 м (в промежутках между контактами). Заложение откосов в песчаниках принимаем 1:1,5 в верхних уступах и 1:1,75 в нижнем уступе (рис. 14.16). Максимальная крутизна откоса в песчаниках не превосходит угла внутреннего трения крупнообломочной осыпи этой породы (36°). Нижний уступ принят бо-

Рис. 14.13. Расчетные поверхности сдвига (I-VI) природного склона

1 — депрессионные поверхности; 2 — галечник; 3 — верхние глины; 4 — песчаник; 5 — пестроцветные глины

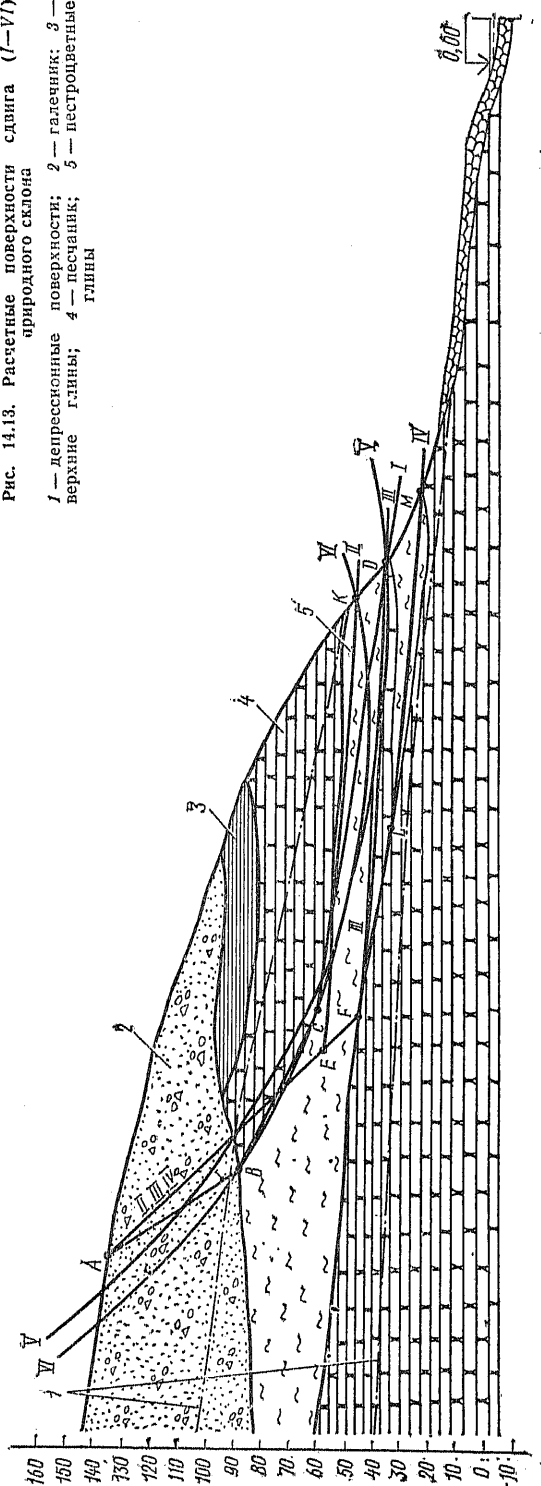


Рис. 14.14. К расчету устойчивости природного склона по ломаной поверхности сдвига I (цифры в кружках как расчетные элементы) см. экспликацию к рис. 14.13

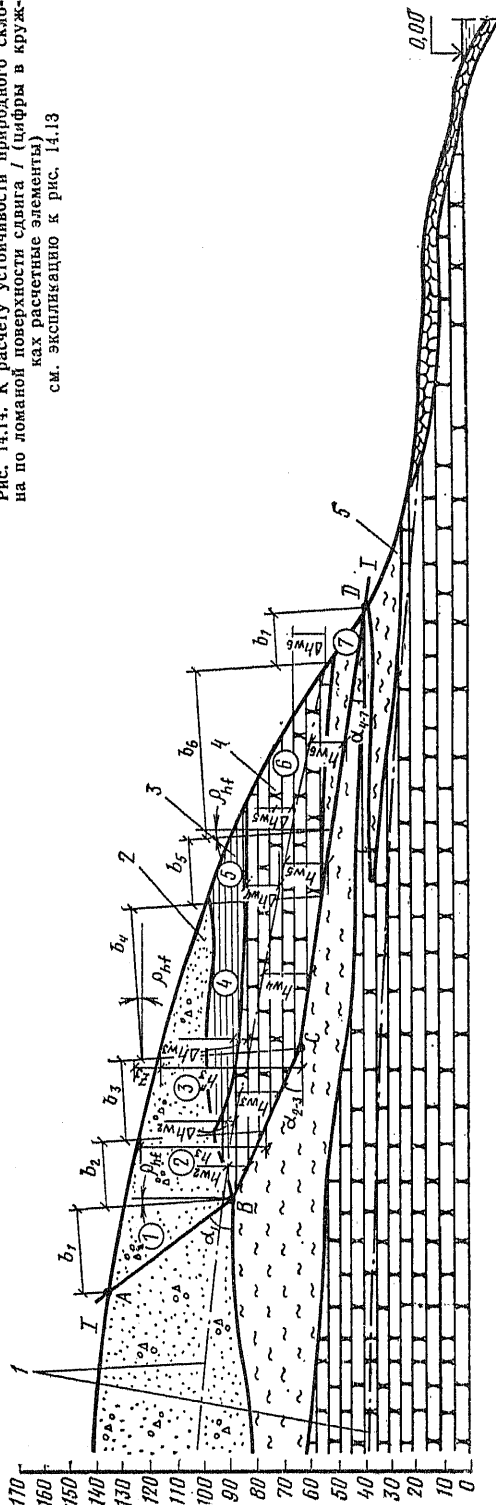
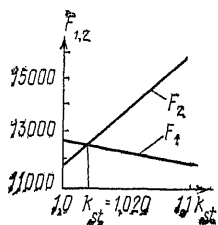


ТАБЛИЦА 14.5. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСА

№ элемента	c_i , кПа	φ_i , град	$\varphi_i/2$, град	$\frac{\cos \varphi_i}{2}$	h_i , м	α_i , град	$\omega_i = \alpha_i + \rho_{hj}$, град	$\omega_i - \varphi_i$, град	$\text{ctg}(\omega_i - \varphi_i)$	z_i , м	
1	40	35	17,5	0,95	33	50	53	18	3,08	6	
2	60	15	7,5	0,99	26	23	26	11	5,15	6	
3					30						7
4					56	8	11	-4	-14,3	18	
5					26				8		
6					66					36	
7					17					13	
1	36,4	32,5	16,25	0,96	33	50	53	20,5	2,675	6	
2	54,5	13,7	6,85	0,993	26	23	26	12,3	4,586	6	
3					30						7
4					56	8	11	-2,7	-21,2	18	
5					26				8		
6					66					36	
7					17					13	

№ элемента	$A_i = \frac{\sin(\omega_i - \varphi_i)}{\cos(\omega_i - \frac{3}{2}\varphi_i)}$	$\cos \frac{\varphi_i}{2} [z_i \text{ctg}(\omega_i - \varphi_i) - b_i] A_i$, м	h_i , м	h_i , м	h_i , м	$\cos \frac{\varphi_i}{2} [z_i \text{ctg}(\omega_i - \varphi_i) - b_i] A_i + (h_i'' - h_i')$, м	$c_i / \text{tg} \varphi_i$, кПа	$\left\{ \cos \frac{\varphi_i}{2} [z_i \text{ctg}(\omega_i - \varphi_i) - b_i] A_i + (h_i'' - h_i') \right\} \times \frac{c_i}{\text{tg} \varphi_i}$
1	0,309	-4,28	40	0	40	35,72	57,1	2039,6
2	0,191	0,92	45	40	5	5,92	223,9	1325,5
3		1,14	54	45	9	10,14		2270,3
4	-0,07	21,05	42	54	-12	9,05	223,9	2026,3
5		9,71	40	42	-2	7,71		1726,2
6		40,25	11	40	-29	11,25		2518,8
7		14,75	0	11	-11	3,75		839,6
								$\Sigma = 12746,3$
1	0,35	-5,71	40	0	40	34,29	57,1	1958
2	0,214	0,323	45	40	5	5,323	223,9	1191,8
3		0,445	54	45	9	9,445		2114,7
4	-0,048	20,86	42	54	-12	8,86	223,9	1983,7
5		9,32	40	42	-2	7,32		1639
6		39,52	11	40	-29	10,52		2355,4
7		13,95	0	11	-11	2,95		660,5
								$\Sigma = 11903,1$



$k_{st} = 1,0; F_1 = 12746,3;$

$F_2 = (7133,3 + 4858,4) = 11991,7;$

$k_{st} = 1,1; F_1 = 11903,1;$

$F_2 = (11112,1 + 4858,4) = 15970,5.$

ПО СХЕМЕ 2 ПО ПОВЕРХНОСТИ I (см. рис. 14.14)

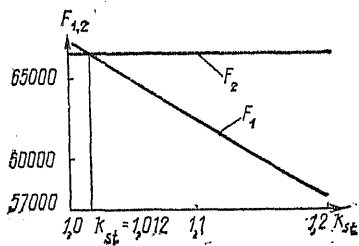
$z_i \operatorname{ctg}(\omega_i - \phi_i'), \text{ м}$	$z_i \operatorname{ctg}(\omega_i - \phi_i') - b_i, \text{ м}$	$\frac{\cos \phi_i'}{2} [z_i \operatorname{ctg}(\omega_i - \phi_i') - b_i], \text{ м}$	$\sin(\omega_i - \phi_i')$	$\frac{3}{2} \phi_i', \text{ град}$	$\omega_i - \frac{3}{2} \phi_i', \text{ град}$	$\cos(\omega_i - \frac{3}{2} \phi_i')$
18,5	-14,5	-13,9	0,309	52,5	0,5	1
30,9	4,9	4,83	0,191	22,5	3,5	0,998
36	6	5,96				
-257,4	313,4	-300,67	-0,07	22,5	-11,5	0,98
-114,4	140	-138,74				
-514,8	580,8	-574,99				
185,9	-202,2	-201,07				
16	-17	-16,32	0,35	48,75	4,25	0,997
27,52	1,52	1,51	0,213	20,55	5,45	0,995
32,1	2,1	2,08				
-381,6	-437,6	-434,54	-0,047	20,55	-9,55	0,986
-169,6	-195,6	-194,23				
-763,2	-829,2	-823,4				
-275,6	-292,6	-290,55				

Продолжение табл. 14.5

$G_i, \text{ кН}$	$G_i' = G_i \sqrt{1 + K_{Hf}^2}, \text{ кН}$	$G_i' A_i \cos \frac{\phi_i'}{2}, \text{ кН}$	$h_{\omega_i}, \text{ м}$	$\Delta h_{\omega_i}, \text{ м}$	$P_{\omega_i} = h_{\omega_i} \Delta h_{\omega_i} \sqrt{\gamma_{\text{сп}}}, \text{ кН}$	$P_{\omega_i}' = P_{\omega_i} (1 + K_{Hf}), \text{ кН}$	k_{st}
14 190	14 207	4188	—	—	—	—	1,0
23 090	23 118	4375,4	8,5	3,5	297,5	297,9	
26 950	26 982	5106,6	15	6	900	901,1	
45 190	45 244	-3138,7	18	11	1980	1982,4	
18 100	18 122	-1257,2	14	5	700	700,8	
28 900	28 935	-2007,1	7,5	13	975	976,2	
2 010	2 012	-133,7	—	—	—	—	
		$\Sigma=7133,3$				$\Sigma=4858,4$	
14 190	14 207	4961,2	—	—	—	—	1,1
23 090	23 118	4912,6	8,5	3,5	297,5	297,9	
26 950	26 982	5733,7	15	6	900	901,1	
45 190	45 244	-2156,5	18	11	1980	1982,4	
18 100	18 122	-863,8	14	5	700	700,8	
28 900	28 935	-1379,2	7,5	13	975	976,2	
2 010	2 012	-95,9	—	—	—	—	
		$\Sigma=11112,1$				$\Sigma=4858,4$	

ТАБЛИЦА 14.6. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСА

№ элемента	ϕ_i , град	$\operatorname{tg} \phi_i$	G_i , кН	$G_i' = c_i \sqrt{1 + K_{st}^2}$, кН	$G_i' \operatorname{tg} \phi_i$, кН	b_i , м	c_i , кПа	$b_i c_i$, кН	$G_i' \operatorname{tg} \phi_i + b_i c_i$, кН	α_i , град	$\omega_i = \alpha_i + \rho_{st}$, град	$\operatorname{tg} \omega_i$	$\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \omega_i$
1	35	0,7	24 940	24 970	17 479	58	40	2320	19 799	41	44	0,966	0,676
2	15	0,268	21 980	22 010	5 899	24,5	60	1470	7 369	28	31	0,600	0,161
3			18 330	18 350	4 918	19,5		1170	6 088	25	28	0,532	0,142
4			32 380	32 420	8 688	36,5		2190	10 878	17	20	0,364	0,126
5			19 730	19 750	5 293	22		1320	6 613	15	18	0,325	0,087
6			27 770	27 800	7 450	35		2100	9 550	6,5	9,5	0,167	0,045
7			9 380	9 390	2 516	12,5		750	3 266	4,5	7,5	0,132	0,035
8			20 280	20 300	5 442	52		3120	8 562	-5,5	-2,5	-0,044	-0,012
1			30,15	0,583	24 940	24 970		14 558	58	33,3	1931	16 489	41
2	12,5	0,223	21 980	22 010	4 908	24,5	50	1225	6 133	28	31	0,600	0,314
3			18 330	18 350	4 092	19,5		975	5 067	25	28	0,532	0,119
4			32 380	32 420	7 330	36,5		1825	9 055	17	20	0,364	0,08
5			19 730	19 750	4 404	22		1100	5 504	15	18	0,325	0,072
6			27 770	27 800	6 199	35		1750	7 949	6,5	9,5	0,167	0,037
7			9 380	9 390	2 094	12,5		625	2 719	4,5	7,5	0,132	0,029
8			20 280	20 300	4 527	52		2600	7 127	-5,5	-2,5	-0,044	-0,01



$$k_{st} = 1,0; F_1 = 67,556; F_2 = 59400,8 + 6789,8 = 66190,6;$$

$$k_{st} = 1,2; F_1 = 57,969; F_2 = 66190,6.$$

лее положим с целью уменьшения нагрузки на подстилающие глины. В остальных грунтах принимаем крутизну 1:2, что примерно очерчивает природный склон.

Это очертание склона подобрано путем последовательных расчетов на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности (по схеме 3 табл. 14.3) с учетом возможного образования трещины в песчанниках и верхних глинах. Трещины учитываются тем, что на проходящих в этих грунтах участках поверхностей, по которым проверяется возможность сдвига, сцепление в песчанниках принимаем равным нулю, а в верхних глинах — с коэффициентом 0,5. Расчетные характеристики грунта отсыпки, выполняемой из галечника, принимаем: $\phi_1 = 35^\circ$; $c_1 = 7,2$ кПа; $\gamma_1 = 20$ кН/м³.

При принятом очертании соблюден удовлетворительный баланс земляных работ. Небольшая часть срезанного грунта вывозится. Для отвода поверхностных вод на берегах предусматриваются канавки, а в месте выхода грунтовых вод верхнего водоносного горизонта — трубчатый дренаж.

В результате расчетов отметка верхней террасы определена +110,00 м, нижней — +50,00 м; наиболее опасной оказалась круглоцилиндрическая поверхность VII.

Проверку общей устойчивости склона при подобранном очертании по расчетной поверхности VII производим, применяя строгий расчет по схеме 1 (табл. 14.3) с выполнением вычислений на ЭВМ по

ПО СХЕМЕ 3 ПО ПОВЕРХНОСТИ VI (см. рис. 14.5)

$1 + \operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \omega_i$	$\cos \omega_i$	$(1 + \operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \omega_i) \times \cos \omega_i$	$\frac{G_i \operatorname{tg} \varphi_i + h_i c_i}{(1 + \operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \omega_i) \cos \omega_i}$, кН	$\sin \omega_i$	$G_i \sin \omega_i$, кН	$h_{\text{эф}}, \text{ м}$	$G_{\text{эф}} = \gamma_{\text{эф}} h_{\text{эф}} b_i$, кН	$\sqrt{1 + K_{\text{эф}}^2}$, кН	$G_{\text{эф}} \sin \omega_i$, кН	$k_{\text{ст}}$
1,676	0,719	1,205	16 431,5	0,695	17 354	—	—	—	—	1,0
1,161	0,857	0,995	7 406	0,515	11 335	8	1960	1962	1010,4	
1,142	0,883	1,01	6 028	0,469	8 606	15	2925	2928	1373,2	
1,126	0,94	1,06	10 262,3	0,342	11 088	18,5	6752	6760	2312	
1,087	0,966	1,05	6 298	0,309	6103,1	18,5	4070	4075	1259,2	
1,045	0,986	1,03	9 272	0,165	4587	14	4900	4910	810	
1,035	0,991	1,025	3183,2	0,130	1220,7	10	1250	1252	163	
0,988	0,999	0,987	8175	-0,044	-893,0	6	2120	2124	-138	
			$\Sigma=67 556$		$\Sigma=59 400,8$				$\Sigma=67 89,8$	
1,563	0,719	1,124	14 670	0,695	17 354	—	—	—	—	
1,134	0,857	0,972	6 310	0,515	11 335	8	1960	1962	1010,4	
1,119	0,883	0,998	5128,5	0,469	8 606	15	1925	2928	1373,2	
1,08	0,94	1,015	8921,1	0,342	11 088	18,5	6752	6760	2312	
1,072	0,966	1,04	5292,3	0,309	6103,1	18,5	4070	4075	1259,2	
1,037	0,986	1,022	7778	0,165	4687	14	4900	4910	810	
1,035	0,991	1,021	2663,1	0,130	1220,7	10	1250	1252	163	
0,99	0,999	0,98	7206	-0,044	-893,0	6	2120	2124	-138	
			$\Sigma=57 969$		$\Sigma=59 400,8$				$\Sigma=6 789,8$	

разработанной институтом Фундаментпроект программе. Исходные данные для расчета на ЭВМ приведены в табл. 14.7.

Для расчета выполняется следующее: начало координат размещаем в верхней точке пересечения поверхности VII с контуром откоса;

сдвигаемый массив разбиваем на 20 вертикальных элементов в соответствии с рекомендациями, изложенными в основных принципах определения требуемого контура откоса в сложных условиях (см. п. 14.4);

геологическое строение сдвигаемого массива задан в виде высот слоев грунта от поверхности VII по левой и правой границам элементов;

положение поверхности VII и депрессионной поверхности задан абсциссам и ординатам в принятой системе координат;

в подошвах элементов принимаем расчетные значения Φ_1 и c_1 .

В результате расчета на ЭВМ коэффициент устойчивости запроецированного склона $k_{\text{ст}}$ получился равным 1,202.

Кроме проверки устойчивости всего склона в целом, рассматривается местная устойчивость на участке выхода из склон пестроцветных глин. Проверку местной устойчивости производим по круглоцилинд-

рическим поверхностям VIII—XI, проходящим по кровле и подошве пестроцветных глин, с учетом $k_{\text{ст}}=1,2$ и образования трещин в песчанках (рис. 14.17).

Все расчеты показали соблюдение условия устойчивости по схеме 3 табл. 14.3 с $k_{\text{ст}}=1,2$.

14.3.7. Определение давления грунта на удерживающие сооружения на откосе

Если в грунтовом массиве нет выраженной поверхности сдвига, то давление грунта на удерживающее сооружение определяется по формулам, приведенным в гл. 7. При выраженной поверхности сдвига в грунтовом массиве (контакты пластов, тектонические зоны, подошва оползневого тела) давление на удерживающее сооружение определяется подобно расчетам откосов с разбивкой оползающего отсека грунтового массива на элементы [1].

Рис. 14.15. К расчету устойчивости природного склона на по крутоцилиндрической поверхности VI (цифры в кружках — расчетные элементы) см. экспликацию к рис. 14.13

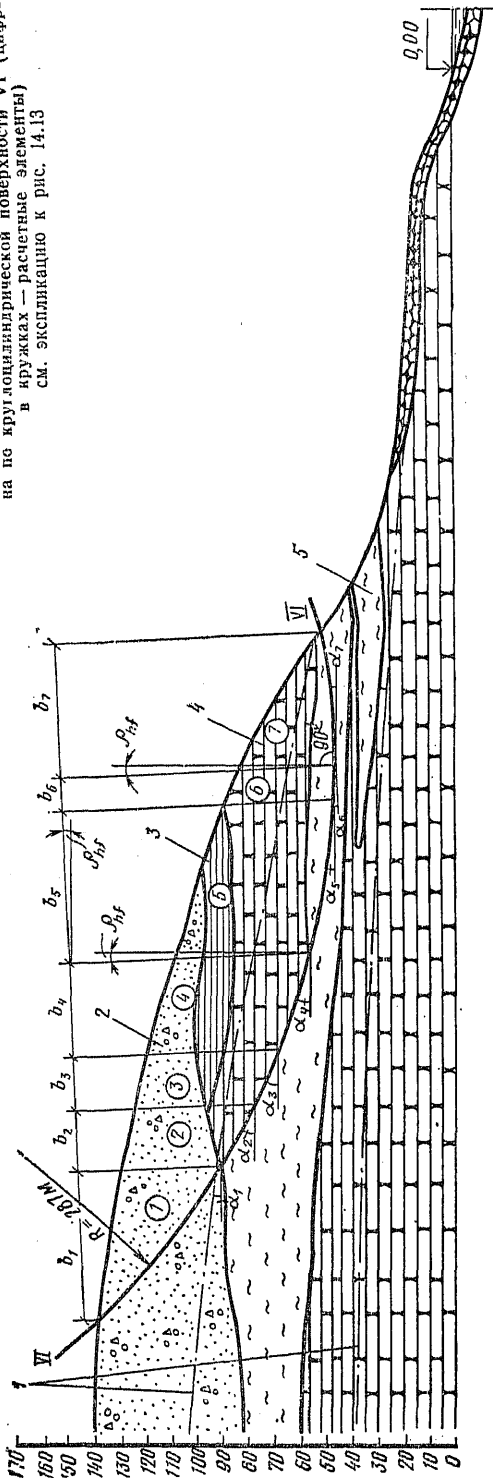
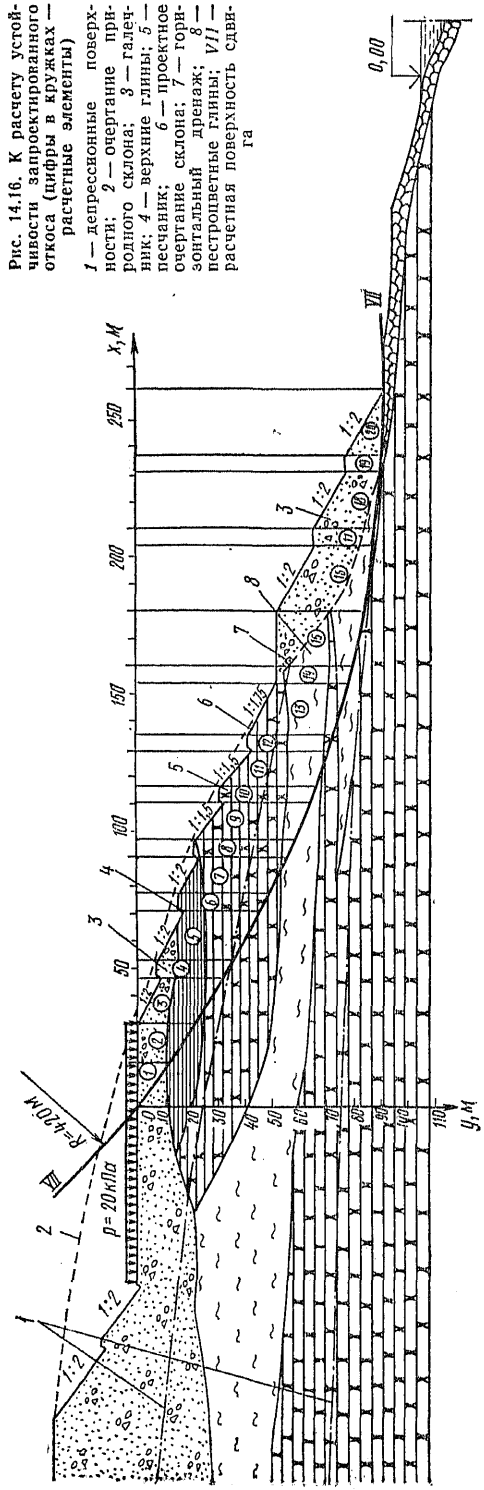


Рис. 14.16. К расчету устойчивости запроектированного откоса (цифры в кружках — расчетные элементы)



1 — депрессионные поверхности; 2 — очертание природного склона; 3 — галечник; 4 — верхние глины; 5 — песчанник; 6 — проектное очертание склона; 7 — горизонтальный дренаж; 8 — нестрошветные глины; VII — расчетная поверхность сдвига

ТАБЛИЦА 14.7. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА ОТКОСА ПО СХЕМЕ 1 ПО ПОВЕРХНОСТИ VII (см. рис. 14.16)

Номер элемента	Характеристики в подошве элемента		Координаты по боковым границам элемента м			Вертикальная нагрузка, Р, кПа	Номер подэлемента	Высота по границам подэлемента, м	Удельный вес грунта подэлемента, кН/м³
	φ°	с, кПа	в подошве элемента		линия депрессии				
			x	μ					
1	35	40	0/16	0/11	—	320	1'	0/11	21,5
2	21	60	16/30	11/21	—	280	2'	11/11	21,5
3	35	0	30/46	21/34	—	—	2''	0/10	20,0
							3'	11/5	21,5
							3''	10/12	20
4	35	0	46/52	34/35	—	—	3'''	0/7	21,5
							4'	5/8	21,5
							4''	12/11	20
							4'''	7/9	21,5
5	35	0	52/70	35/46	35/39	—	5'	8/0	21,5
							5''	11/8	20
							5'''	9/14	21,5
							5''''	0/7	10
							6'	8/9	20
6	35	0	70/76,5	46/48,5	39/40	—	6''	14/15	21,5
							6'''	7, 8, 5	10
							7'	9/0	20
							7''	15/20	21,5
							7'''	8, 5/13	10
							8'	20/22	21,5
							8''	13/11	10
9	15	60	97/110	58/64	43/46,5	—	8'''	0/4	20,9
							9'	22/14	21,5
							9''	11/9	10
10	15	60	110/116	64/66	46,5/48	—	9'''	4/8, 5	20,9
							10'	14/16	21,5
							10''	9/8	10
							10'''	8, 5/10	20,9
11	15	60	116/130	66/69	48/48,5	—	11'	16/8	21,5
							11''	8/5, 5	10
							11'''	10/15	20,9
							12'	8/10	21,5
12	15	60	130/134,5	69/73	48,5/51,5	—	12''	6/4, 5	10
							12'''	15/17	20,9
							13'	10/3	21,5
							13''	4, 5/0	10
13	15	60	134,5/154	73/78	51,5/55	—	13'''	17/23	20,9
							14'	3/0	21,5
							14''	0/4	20
							14'''	23/23	20,9
14	15	60	154/160	78/80	—	—	15'	4/20	20
							15''	23/12	20,9
							16'	20/16	20
15	15	60	160/181	80/85	—	—	16''	12/5	20,9
							17'	16/18	20
							17''	5/4	20,9
16	15	60	181/204	85/89	—	—	—	18/13	20
							—	13/14	20
17	15	60	204/209	69/90	—	—	—	14/0	20
							—	—	—
18	15	60	209/231	90/91	—	—	—	—	—
19	15	60	231/236	91/92	—	—	—	—	—
20	15	60	236/262	92/96	—	—	—	—	—

Примечание. Перед чертой даны координаты левой границы, за чертой — правой.

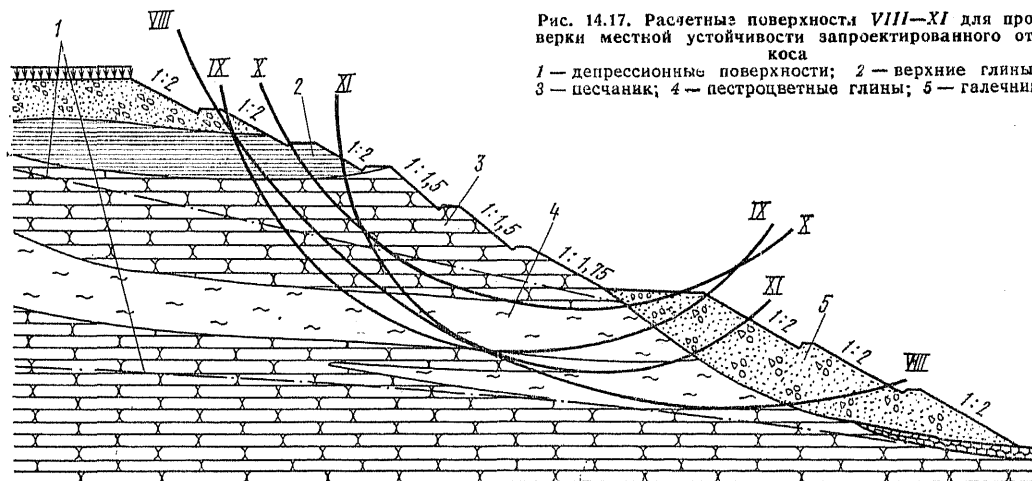


Рис. 14.17. Расчетные поверхности VIII—XI для проверки местной устойчивости запроектированного откоса

1 — депрессионные поверхности; 2 — верхние глины; 3 — песчаник; 4 — пестроцветные глины; 5 — галечник

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гинзбург Л. К. Противооползневые удерживающие конструкции. — М.: Стройиздат, 1979. — 80 с.
2. Моргулис М. Л. О запасе прочности оснований. — Основания, фундаменты и механика грунтов, № 1, 1976, с. 38—39.
3. Моргулис М. Л., Иванова Л. И. Таблицы и графики для построения контуров откосов и определения напряжений в теле грунтового массива. — В кн.: Сборник трудов Фундаментпроекта. М., 1973. — с. 41—53.
4. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. — М.: Физматгиз, 1960, 243 с.
5. Строительные нормы и правила. Земляные сооружения. СНиП III-8-76. — М.: Стройиздат, 1977.
6. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения. — М.: Энергия, 1967. — 460 с.
7. Woldt J. Standsicherheitsberechnung von Böschungen nach der Grenzgleichgewichtsmethode. — Die Bautechnik, 1978, № 6, S. 198—203.

Глава 15. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ И ОБОЛОЧЕК

15.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Опускные колодцы представляют собой открытую сверху и снизу полую конструкцию любого очертания в плане, погружаемую, как правило, под действием собственного веса или дополнительной пригрузки по мере разработки грунта внутри нее.

Такие колодцы используются в различных отраслях строительства:

в гражданском, коммунальном и городском хозяйстве — для фундаментов и подвальных этажей высотных зданий, подземных гаражей, насосных станций водозаборов и станций перекачки, глубокой канализации, хранилищ и других подземных помещений разного назначения;

в горнорудной промышленности — для подземных частей дробильно-сортировочных и дробильно-обогащительных фабрик, насосных станций свежей и оборотной воды и др. [2,3];

в металлургии — для установок непрерывной разливки стали, вагоноопрокидывателей, скиповых ям доменных печей, отстойников окислы и других подземных помещений.

Развитие методов строительства фундаментов глубокого заложения, способных воспринимать значительные вертикальные и горизонтальные нагрузки (забивные сваи большой длины, сваи-оболочки, буровые сваи), привело к тому, что опускные колодцы в современном строительстве для фундаментов глубокого заложения используются редко. Однако в мостостроении при определенных условиях, когда устройство фундаментов из свай-оболочек и кессонов экономически нецелесообразно или технически неосуществимо (строительство мостовых переходов через реки глубиной более 20 м и необходимость заглубления фундаментов более чем на 40 м ниже уровня воды, удаленность объектов от строительных баз и трудность в связи с этим доставки материалов и оборудования), сооружение опускных колодцев является оптимальным решением и применяется достаточно широко. С помощью опускных колодцев возможно устройство фундаментов с глубиной заложения, значительно превышающей заглубление кессонных фундаментов.

Как известно, основным расчетным фактором при проектировании опускных колодцев является сопротивление погружению колодцев, возникающее от сил трения грунта по боковой поверхности оболочки. Имеется несколько способов уменьшения сил трения грунта по боковой поверхности оболочек колодца. Так, например, гидродолив или обмывка поверхно-

сти эпоксидными смолами улучшают условия погружения опускных колодцев и снижают величину трения до 25 %. Разработаны способы принудительного воздействия для преодоления сил трения: дополнительная пригрузка, вдавливание домкратами, применение мощных вибраторов и т. д. Одним из наиболее распространенных и эффективных способов уменьшения сил трения является способ погружения колодцев в тиксотропной рубашке. Преимущество этого способа погружения по сравнению со способом погружения традиционных массивных опускных колодцев заключается в возможности уменьшения собственного веса колодца иногда в 2—3 раза, что соответственно позволяет сократить объем и стоимость работ, сроки строительства и достичь экономии материалов.

Применение опускных колодцев в качестве заглубленных сооружений, а иногда и глубоких опор может конкурировать в различных гидрогеологических условиях при соответствующем технико-экономическом обосновании с другими вариантами строительства таких сооружений: в открытом котловане с применением водопонижения, шпунтового ограждения, химического и электрохимического закрепления грунтов стен котлована, способом «стена в грунте», кессоном.

В зависимости от условий, а также с учетом экономической целесообразности колодцы могут погружаться одним из следующих способов:

- без водоотлива (при отсутствии подземных вод или при подводной разработке грунта);
- с открытым водоотливом;
- с водопонижением;
- с устройством противифльтрационной завесы;
- комбинацией приведенных выше способов.

При строительстве заглубленных сооружений методом опускных колодцев в тех случаях, когда в непосредственной близости оказываются фундаменты колонн существующих зданий или заглубленные фундаменты действующего оборудования, деформации прилегающего к оболочке опускного колодца массива грунта недопустимы. В связи с этим требуется разрабатывать дополнительные мероприятия, исключающие смещение грунта в наружной зоне колодца. К таким мероприятиям, как правило, относятся: увеличение коэффициента опускания ($K > 1,15$), запрещение разработки грунта под банкеткой ножа колодца, обеспечение устойчивости грунта в забое на всех этапах опускания и др.

15.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

В соответствии с действующими нормативными документами внутренние размеры в плане колодцев, используемых для помещений, должны быть больше размеров, необходимых для размещения оборудования и устройства проходов, на величину Δ_1 , м (рис. 15.1), определяемую по формуле

$$\Delta_1 = 0,01H_0 + 0,2, \quad (15.1)$$

где H_0 — внутренняя глубина колодца, м.

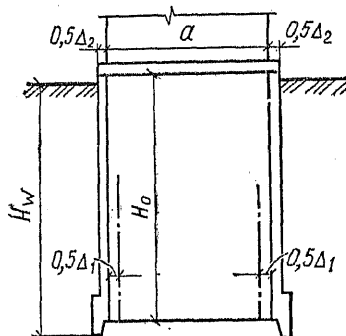


Рис. 15.1. Схема опускного колодца

a — габарит сооружения, опирающегося на колодец; Δ_1 и Δ_2 — дополнительные размеры, определяемые по формулам (15.1) и (15.2) (штрихпунктирными линиями обозначены контуры помещения для размещения технологического оборудования)

Проемы и отверстия в наружных стенах колодцев следует принимать больше размеров технологического оборудования по высоте на 0,2 м и по ширине на 0,1 м. В опорах днища и перекрытий допускаются отклонения на $\pm 0,1$ м от проектных отметок уступов, консолей и обрезов на наружных стенах колодцев.

Наружные размеры колодцев для глубоких опор в плане поверху должны быть больше размеров надфундаментной части на величину Δ_2 , м (рис. 15.1), вычисляемую по выражению

$$\Delta_2 = 0,01H_w + 0,1, \quad (15.2)$$

где H_w — глубина погружения колодца, м.

Наибольшее распространение в современной практике строительства получили бетонные и железобетонные колодцы. По форме в плане опускные железобетонные колодцы могут быть круглыми, прямоугольными и смешанной формы (например, прямоугольными с закругленными торцевыми стенами), с внутренними перегородками и без них. Форма колодца определяется конфигурацией проектируемого подземного помещения, выбираемой из условий обеспечения требований технологии. Предпочтительнее круглая форма, поскольку она обуславливает наиболее благоприятные усло-

вия работы этой конструкции при опускании и эксплуатации оболочек.

Железобетонные колодцы применяются в основном трех типов: монолитные, сборно-монолитные и сборные.

В оболочках монолитных опускных колодцев различают две основные части: ножевую с банкеткой и собственно оболочку. Ножевую часть колодца (нож) выполняют, как правило, из железобетона. Металлическая конструкция или облицовка ножа металлом, как показал опыт, неэффективна в грунтах с твердыми включениями, так как при соприкосновении с различными препятствиями она деформируется, что в дальнейшем приводит к затруднениям в ее опускании [1]. Основные типы ножей железобетонных колодцев показаны на рис. 15.2.

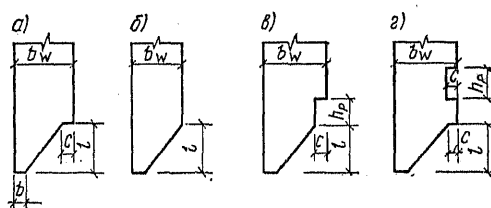


Рис. 15.2. Типы ножей опускных колодцев

Ножевая часть обычно должна выступать за стену оболочки в сторону грунта на 100—150 мм, чтобы уменьшить силы трения при погружении. При погружении в тиксотропной рубашке на этом участке закрепляют уплотнитель — манжет.

При опускании колодцев в сухих грунтах, с водоотливом или с водопонижением рекомендуется применять ножи типа «а» и «б», а при опускании колодцев подводным способом — ножи типа «в» и «г» (см. рис. 15.2). При бетонировании ножа в траншее или на призме (рис. 15.3) можно применять все типы ножей.

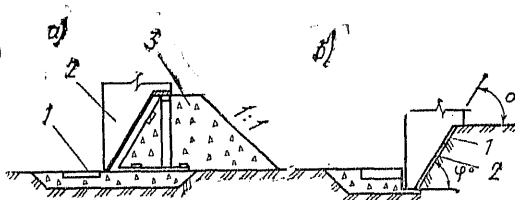


Рис. 15.3. Временное основание под нож колодца
а — на щебеночной призме: 1 — железобетонное кольцо форшахты; 2 — нож колодца; 3 — призма из щебня или гравия; б — в траншее: 1 — откос траншеи; 2 — плиты оболочки или щиты опалубки

Ширина банкетки b (см. рис. 15.2) составляет 0,2—0,6 м размер c полки для опоры плиты — 0,2—0,4 м. Размер l для ножей типа «а» и «б» соответствует толщине днища, а для ножей ти-

па «в» и «г» — толщине бетонной подушки. Размер h_p соответствует толщине железобетонной плиты днища.

Толщина стен монолитных железобетонных колодцев назначается из условия создания необходимого веса для преодоления сил трения, возникающих при погружении. В наиболее крупных колодцах толщина стен достигает 2—2,5 м и более, если колодцы погружаются без тиксотропной рубашки.

Высоту первого яруса бетонирования назначают в зависимости от характеристики применяемого кранового оборудования (вылета и высоты подъема стрелы), но не более высоты, определяемой расчетом из условия предельной несущей способности грунтов в основании ножевой части колодца. Высоту последующих ярусов назначают, как правило, равной высоте первого яруса или кратной размерам междуэтажных перекрытий, опалубочных щитов. Число ярусов назначается в зависимости от глубины опускания колодца, при глубине до 10 м колодец бетонируют на всю высоту.

Для бетонирования стен наряду с деревянной щитовой опалубкой применяют опалубку из железобетонных плит-оболочек.

Несмотря на широкое распространение, опускные колодцы из монолитного железобетона имеют существенные недостатки, главными из которых являются большой расход материалов и значительная трудоемкость, так как они полностью изготавливаются на строительной площадке.

В последние годы были разработаны различные конструкции опускных колодцев с применением сборных облегченных элементов:

из пустотелых криволинейных блоков, укладываемых с перевязкой швов, с соединением на сварке закладных деталей;

из типовых лотковых плит, собираемых заранее выполненном монолитном каркасе колодца;

из пустотелых прямоугольных блоков, укладываемых без перевязки швов и соединяемых с помощью петлевых стыков;

из вертикальных панелей, соединяемых с помощью петлевых стыков или сваркой с использованием металлических накладок и замоноличиванием соединений.

Последние два типа конструкций получили наибольшее распространение в практике строительства (рис. 15.4).

В опускном колодце из тонкостенных пустотелых сборных элементов (рис. 15.5) ножевая часть выполняется из монолитного железобетона с опалубкой из плит-оболочек. На ножевой части монтируют оболочку из сборных двухпустотных железобетонных элементов с за-

зорами между ними для образования стыка без перевязки швов на всю высоту сооружения. Вся оболочка собирается из прямоугольных элементов и имеет в плане форму многоугольника. Блоки армируют сетками и карка-

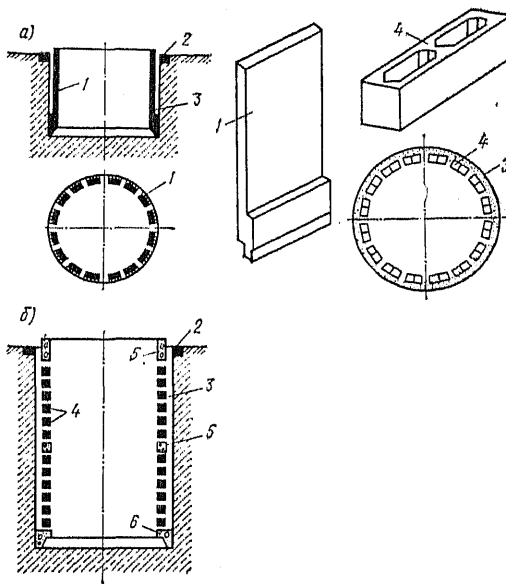


Рис. 15.4. Опускные колодцы
а — из панелей б — из блоков; 1 — панели; 2 — формшхта; 3 — тиксотропная рубашка; 4 — блоки; 5 и 6 — пояса и нож из монолитного железобетона

сами. По торцам каждого блока устраивают петлевые выпуски рабочей арматуры. В петли выпусков смежных вертикальных рядов блоков вставляют вертикальные стержни, привариваемые к выпускам арматуры из ножевой части. Стыки омоноличивают бетоном. Блоки устанавливают на растворе, и отдельные их ряды скрепляют между собой только в вертикальных стыках. Таким образом, стык воспринимает как кольцевые, так и вертикальные растягивающие усилия. Замоноличенный непрерывный по высоте стык представляет собой, по существу, колонну каркаса, нижней частью которого является ножевая часть, а горизонтальными элементами по высоте оболочки — монолитные пояса, устраиваемые в верхней части каждого яруса опускания.

Колодец можно погружать в тиксотропной рубашке или без нее, заполнив при необходимости пустоты блоков тяжелыми местными материалами.

Сборные колодцы (диаметром до 60 м и глубиной опускания до 20 м) из плоских панелей сплошного сечения (см. рис. 15.4, а) нашли распространение при строительстве объектов малых и средних размеров. Колодцы собирают из плоских панелей большой длины —

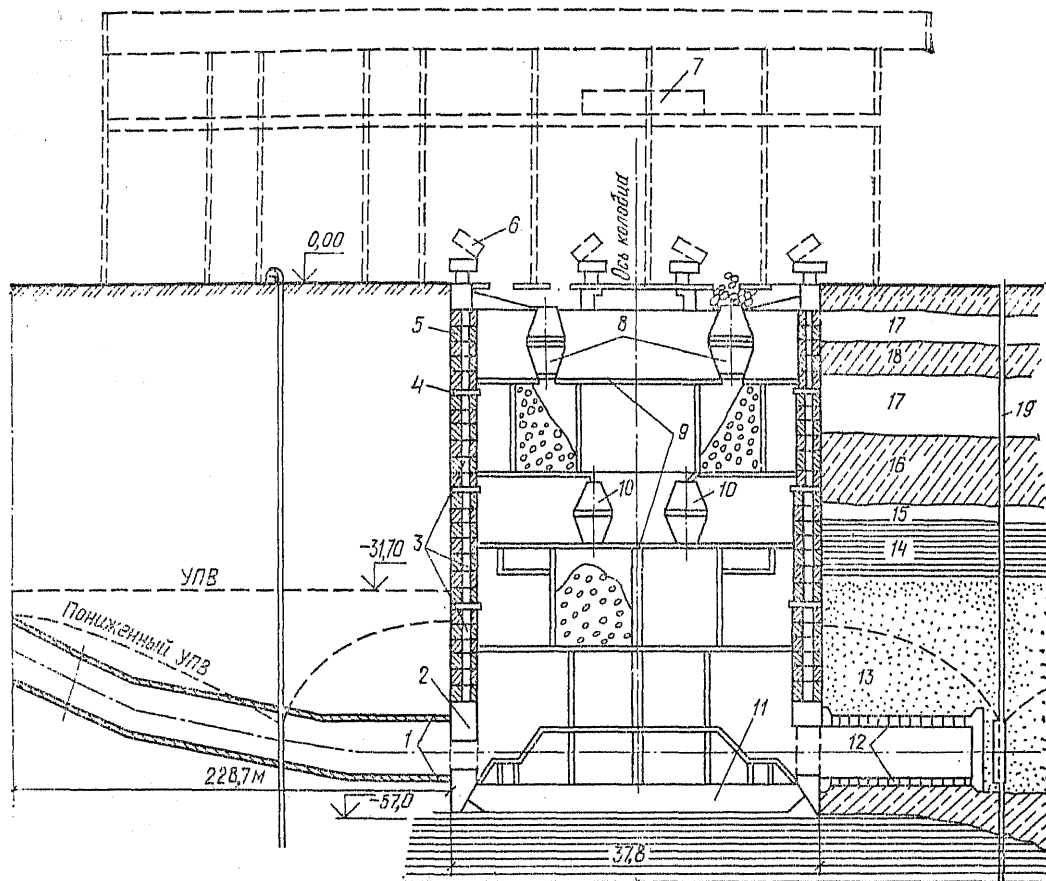


Рис. 15.5. Корпус крупного дробления

1 — галерея для транспортеров; 2 — ножевая часть колодца; 3 — стена опускаемого колодца из сборных железобетонных блоков; 4 — монолитные железобетонные пояса; 5 — тиксотропная рубашка; 6 — железнодорожные вагоны; 7 — мостовой кран грузоподъемностью 200 т; 8 — дробилки крупного дробления руды; 9 — перекрытия; 10 — конусные дробилки; 11 — дно колодца; 12 — галерея для натяжной станции; 13 — пески мелкозернистые; 14 — глины алевролитовые; 15 — крепкие мергели; 16 — суглинки; 17 — лессы; 18 — суглинки лессовидные; 19 — водоупонизающие скважины

на всю высоту колодца. Между собой панели соединяют с помощью петлевых стыков или накладками на сварке. Плоские панели формируют в опалубке одновременно с ножевой частью. При недостаточной грузоподъемности кранов панели изготовляют меньшей длины, чем глубина опускания колодцев. В таких случаях в колодце устраивают горизонтальный стык, в котором панели соединяются сваркой закладных деталей.

Колодцы этой конструкции необходимо опускать в тиксотропной рубашке, так как при опускании без нее вес их недостаточен.

Наблюдениями установлено, что устойчивость грунта при погружении колодцев в тиксотропной рубашке обеспечивается гидравличе-

ским напором суспензии¹ 1 м при ее плотности 1,05—1,07 г/см³. Верхняя часть грунтовой стенки в щели для тиксотропной жидкости подвергается неблагоприятным воздействиям из-за колебания уровня и обладает наименьшей устойчивостью, поэтому по периметру устья рубашки устраивают форшахту, которая в большинстве случаев решается в виде железобетонного пояса. Иногда для этого применяют деревянные или металлические щиты, устанавливаемые на деревянное или железобетонное основание. Высота форшахты принимается равной 0,8—1,2 м.

Полость для тиксотропной рубашки образуется за счет уступа в ножевой части наружной стенки колодца. Контакт колодца с грунтом (при нормальном опускании) происходит только на участке стены ниже этого уступа, а выше него стенка колодца и грунт разделены тиксотропной жидкостью, что исключает возникновение сил трения по наружной поверхности оболочки колодца.

Высоту ножевой части (расстояние от банкетки до наружного уступа) следует принимать

¹ Подробно о суспензии (глинистом растворе) см. гл. 16.

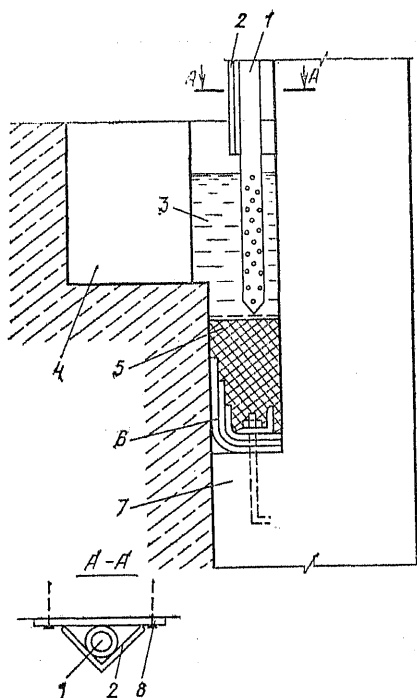


Рис. 15.6. Манжет тиксотропной рубашки

1 — инъекционная труба; 2 — защитный уголок; 3 — тиксотропная суспензия; 4 — форшахта; 5 — глиняный замок; 6 — уплотнитель из транспортной ленты; 7 — стена; 8 — планка

не менее 2—2,5 м независимо от глубины погружения; ширину уступа — 100—150 мм.

Для предотвращения утечки глинистого раствора по периметру вдоль наружной стенки ножевой части колодца, на его уступе устраивают уплотнитель. Наибольшее применение имеет конструкция (рис. 15.6), в которой уплотнение зазора достигается благодаря устройству манжета из трех или четырех слоев транспортной ленты с замком из пластичной мятой глины. Ширина ленты в нижнем слое (по условиям прочности) должна быть не более 0,5 м, последующие слои соответственно уже предыдущих. Манжет крепится к бетонному уступу с помощью заделанных в бетон болтов через прижимной уголок. Высота глиняного замка 0,4—0,6 м, причем верх его должен быть на 150—200 мм выше отогнутого вверх по грунтовой стенке края ленты манжета.

Следует отметить, что все применяемые до настоящего времени конструкции уплотнителей не дают надежного решения по предотвращению утечки глинистого раствора.

В институте Фундаментпроект разработана принципиально новая конструкция уплотняющего устройства, которое представляет собой треугольный выступ, расположенный на верх-

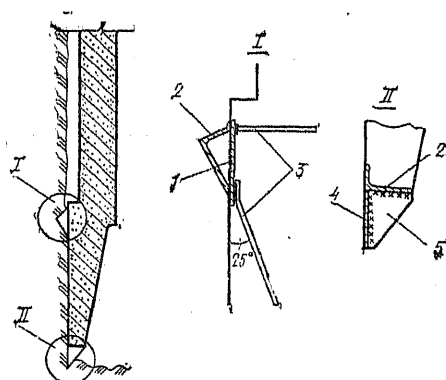


Рис. 15.7. Уплотняющее устройство для предотвращения утечки тиксотропной рубашки

1 — металлический лист; 2 — уголки; 3 — анкерирующие стержни; 4 — металлический нож; 5 — ребро

нем участке наружной поверхности ножа (рис. 15.7). Эффект уплотнения достигается с помощью выступа за счет образования в процессе погружения зоны уплотненного грунта по всему периметру колодца. Размер от края выступа до наружной поверхности оболочки может быть рекомендован 50—100 мм и в последующем должен уточняться в результате обобщения практического опыта строительства.

Конструктивно узел уплотнения может быть решен в виде неравнополочного уголка, приваренного к металлической полосе, заанкеренной в бетоне ножа. Анкеровка этого узла должна быть рассчитана на нагрузки, необходимые для преодоления сопротивления грунта вследствие его уплотнения при погружении колодца.

Полость (щель) рубашки заполняется при погружении колодца в глинистые грунты суспензией, заливаемой сверху за форшахту. При погружении колодцев в песчаных водонасыщенных грунтах раствор следует подавать в нижнюю зону тиксотропной рубашки по инъекционным трубам, располагаемым в плане через 3—6 м по наружному периметру опускного колодца. Нижняя часть труб перфорируется на длине 0,7—0,8 м. Конец трубы закрывается заглушкой. Для обеспечения беспрепятственного выхода глинистого раствора инъекционная труба перфорируется на половине периметра со стороны стены колодца и труба крепится на расстоянии 10—20 мм от поверхности стены. Для защиты инъекционных труб при навалах они закрываются сплошным уголком. Одновременная подача глинистого раствора в полость тиксотропной рубашки через все инъекторы обеспечивается с помощью коллектора, закрепляемого у верхнего периметра и объединяющего верхние концы инъекторов.

Днище выполняется в монолитном железобетоне независимо от конструкции оболочки

колодца. При погружении колодцев насухо (при отсутствии подземных вод или с применением водопонижения) основание дна выравнивают дренающим материалом.

В качестве дренажа применяют щебень, гравий и песок, укладываемая их по типу обратного фильтра от мелких фракций (внизу) до более крупных (вверху). Оклеечную гидроизоляцию дна устраивают под железобетонной плитой по подготовке из монолитного бетона (рис. 15.8); металлическую гидроизоляцию — поверх плиты.

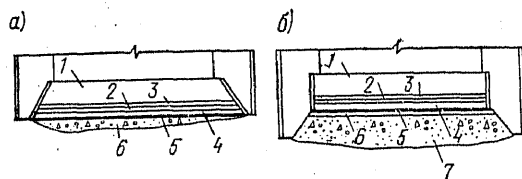


Рис. 15.8. Основания дна колодца

а — при разработке грунта с водопонижением; б — то же, с выемкой грунта из-под воды; 1 — железобетонное дно; 2 — гидроизоляция битумными материалами; 3 — цементная стяжка; 4 — бетонная подготовка; 5 — толь или рубероид; 6 — дренажный слой; 7 — бетонная подушка

При опускании колодца с выемкой грунта из-под воды в основании укладывают подушку из дренающего материала или из бетона. Дренажная подушка является пригрузкой грунтов основания для сохранения их устойчивости при откачке воды из котлована для устройства дна и применяется поэтому при сравнительно невысоком уровне подземных вод.

Бетонную подушку выполняют методом подводного бетонирования. Толщину ее определяют расчетом на прочность при воздействии гидростатической нагрузки в период устройства дна. Как правило, в это время для снижения гидростатической нагрузки воду из зумпов откачивают.

Конструкция гидроизоляции колодцев должна выбираться в зависимости от гидростатического напора подземных вод на уровне пола наиболее заглубленного помещения и требований влажности внутренних поверхностей колодца, руководствуясь нормативными документами по проектированию и устройству гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений. Верхнюю границу гидроизоляции стен следует принимать на 0,5 м выше максимального прогнозируемого уровня подземных вод.

До погружения колодца по наружной поверхности стен устраивают гидроизоляцию из торкретбетона, а на нее дополнительно наносят окрасочную битумную гидроизоляцию.

Днище рекомендуется изолировать битумными материалами (оклеечная гидроизоляция,

литая асфальтовая гидроизоляция и др.), укладываемыми по бетонной подготовке, поверхность которой выровнена цементной стяжкой.

Гидроизоляция и облицовка колодцев из листовой стали не допускается, кроме случаев, когда это обосновано технологическими требованиями (например, при одновременном воздействии напорных подземных вод и высоких температур).

Железобетонные стены и днища колодцев рекомендуется проектировать из тяжелого бетона марки не ниже М 200. Бетон для колодцев, погружаемых в обводненные грунты, должен иметь проектную марку по водонепроницаемости не ниже В4, марку по морозостойкости и удельный вес следует принимать по СНиП 2.03.01-84.

Минимальная толщина элементов железобетонных конструкций колодцев должна назначаться следующей, мм:

монолитных наружных стен	300
сборных	200
днища	300
защитного слоя бетона для рабочей арматуры в наружных стенах со стороны грунта	30
то же, в основании дна	35

При сопряжении колодца с примыкающими сооружениями следует учитывать возможную разность их осадок.

15.3. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАЗРАБОТКИ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

В зависимости от сложности конструкций подземных сооружений, от гидрогеологических и инженерно-геологических условий площадки строительства опускаемые колодцы проектируют в одну или две стадии. В одну стадию выполняется рабочий проект со сводным расчетом стоимости для колодцев, строительство которых будет осуществляться по типовым и повторно применяемым проектам, а также для технически несложных объектов. В две стадии — проект со сводным расчетом стоимости и рабочая документация со сметами для колодцев, строительство которых будет осуществляться по индивидуальным проектам в сложных условиях.

Понятие «сложные условия» включает многие факторы, определяющие условия проектирования и строительства сооружений. В первую очередь к ним следует отнести:

а) сложные инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки строительства — переслаивание различных по фильтрационным свойствам напластований обвод-

ненных грунтов, включающих неустойчивые или труднопроходимые слои, а также слои с твердыми включениями, наличие высоконапорных подземных вод как в толще проходимых пород, так и ниже днища сооружения и т. п.;

б) большие нагрузки, передаваемые от наземных конструкций, — от 10 МН и более;

в) сложный характер динамического воздействия от размещаемого технологического оборудования, трудно поддающийся расчету;

г) большие габариты сооружения — с увеличением линейных размеров сооружения нагрузки возрастают как минимум в квадратной зависимости.

При строительстве в сложных условиях на первой стадии проектирования (при составлении проекта со сводным расчетом стоимости) строительную часть подземного сооружения проектировщики должны рассматривать совместно с технологами, так как иногда условия возведения сооружений диктуют целесообразность изменения компоновки и размещения технологического оборудования как в плане, так и по высоте.

Необходимо подчеркнуть, что конструктивные решения оболочек колодца во многом зависят от инженерно-геологических условий и методов производства работ, поэтому, как показала практика, оптимальные решения удается принимать в тех случаях, когда проект конструкции колодца и проект производства работ выполняются одной специализированной организацией. Следовательно, исходные данные для проектирования конструктивной части колодца и для составления проекта производства работ должны быть взаимно увязаны и обладать достаточной полнотой.

Исходные данные для составления проекта как правило, должны включать следующие материалы:

техническое задание;

материалы инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и данные о климатических условиях района строительства;

технические условия на проектирование.

Техническое задание на проектирование строительной части выдается по установленной форме и помимо общих данных (стадии проектирования, назначения и класса сооружения, габаритов и конфигурации внутренних помещений) должно содержать:

план площадки в масштабе 1:500 в горизонталях через 0,5—1 м с указанием планировочных отметок (вертикальной планировки) с привязкой всех существующих на площадке объектов, подъездных путей, инженерных сетей и точек их присоединения;

технологические планы по всем перекрытиям с привязкой оборудования;

планы размещения внутренних стен, перегородок, технологических проемов, ниш и отверстий, анкерных болтов и закладных деталей;

сведения о нагрузках от колонн, от перекрытий, от оборудования и их динамический характер воздействия на строительные конструкции в условиях эксплуатации, а также о нагрузках на закладные детали и на анкерные болты;

данные о влажностном режиме заглубленных помещений.

Кроме этого, необходимо иметь данные о типе фундаментов зданий и сооружений, попадающих в зону обрушения грунта у колодца, глубине их заложения, характеристиках грунтов ниже подошвы фундаментов и о конструкциях несущих элементов.

Инженерно-геологические изыскания, необходимые для проектирования колодцев, должны проводиться в соответствии с требованиями СНиП II-9-78 с учетом следующих дополнительных условий:

при диаметре колодца менее 15 м в песчаных и глинистых грунтах число инженерно-геологических скважин должно быть не менее трех, а глубина их должна быть больше глубины колодца на величину его размера по наружному контуру, но не менее 5 м;

при диаметре колодца более 15 м, а также в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях число скважин и их глубина назначаются проектной организацией по специальной программе;

скважины должны располагаться в пределах контура проектируемого опускного колодца либо вблизи него на расстоянии не более 5 м от наружного контура.

Для инженерно-геологической характеристики площадки приводятся геологические разрезы, на которых должны быть показаны напластования грунтов со всеми инженерно-геологическими элементами, мощности слоев и их наклон, а также указано наличие крупных включений, валунов и т. п. с их качественной и количественной оценкой (размер, прочность, процентное содержание). В отчете должны быть приведены сведения о водоносных горизонтах, прогнозы максимального подъема уровня подземных вод и данные о степени их агрессивности.

Для сооружений, возводимых на берегах рек и озер, должна быть приведена гидрологическая характеристика водоема. В случае применения искусственного водопонижения материалы изысканий должны быть представле-

ны в объеме требований гл. 19 настоящего Справочника.

В технических условиях на проектирование колодца определяются основные конструктивные решения, увязанные с характером производства строительных работ. Решения согласовываются с генеральным проектировщиком и со специализированной строительной организацией. Технические условия должны отражать: основные положения конструктивных решений;

очередность монтажа и опускания колодца по ярусам, максимальный вес и габариты сборных элементов (для сборных колодцев), условия бетонирования (для монолитных колодцев);

отметку дна пионерного котлована, из которого намечается производить погружение колодца;

порядок ликвидации временного основания; условия строительства примыкающих сооружений и коммуникаций;

способы опускания колодца (без водоотлива, с водоотливом, с применением глубинного водопонижения, с подводной разработкой грунта);

способ осушения строительной площадки; способы разработки и транспортирования грунта;

условия для приготовления тиксотропного раствора, состав его и физические характеристики.

Кроме этого, для составления проекта производства работ в технических условиях должны быть указаны:

существующие источники водоснабжения; места отвалов грунта (сухого и пульпы); существующие бетонные хозяйства и предприятия, где можно разместить заказы на изготовление элементов сборного колодца, других изделий;

существующие источники электроснабжения;

существующие временные сооружения, которые можно использовать для нужд строительства опускаемого колодца.

15.4. МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ

Расчеты при проектировании колодцев должны производиться на нагрузки и воздействия, которые определяются условиями строительства и эксплуатации сооружения.

Расчетные нагрузки принимаются как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке, учитывающий возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений и уста-

навливаемый в зависимости от рассматриваемого фактора.

Нормативные нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке (табл. 15.1) и сочетания

ТАБЛИЦА 15.1. КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ ПО НАГРУЗКАМ НА ПЕРИОД СТРОИТЕЛЬСТВА

Нагрузки и воздействия	Обозначение	Коэффициент надежности по нагрузке
<i>Постоянные</i>		
Вес строительных конструкций, Н:		1,1 (0,9)
стен	G_w	
днища	G_p	
Основное давление грунта Па	p_g	1,0
Дополнительное давление грунта от наклона пластов, Па	p_{gi}	
Гидростатическое давление подземных вод, Па	p_w	
Сила трения стен колодца по грунту при расчете на всплытие, Н	T_1	1,0
Пригрузка колодца анкерами против всплытия, Н	Q_a	
<i>Кратковременные</i>		
Сила трения стен колодца по грунту при погружении, Н	T_2	1,1
Пригрузка колодца при погружении, Н	Q_l	1,0
Сопротивление грунта под подошвой ножа при погружении колодца, Н	F_u	
Дополнительное горизонтальное давление грунта, вызываемое креном колодца, Па	p_{gs}	1,1 (0,9)

Примечания: 1. Значения коэффициента надежности по нагрузке, указанные в скобках, должны приниматься при расчете на погружение и всплытие, устойчивости на опрокидывание и скольжение, а также в других случаях, когда ухудшаются условия работы конструкций.

2. При расчете конструкций и оснований по деформациям коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1.

нагрузок должны приниматься в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83 и СНиП II-6-74.

Для колодцев, погружаемых в обводненных грунтах без водопонижения с подводной разработкой грунта, вес стен колодца, находящихся ниже уровня воды, в период погружения определяется с учетом взвешивающего действия воды. Гидростатическое давление подземных вод p_w следует учитывать для частей колодца, погружаемых ниже уровня подземных вод в любые грунты, независимо от способа погружения колодца. Расчетный уровень подземных вод принимается по максимально высоким данным прогноза.

Горизонтальное давление грунта на коло-

дещ определяется как сумма давлений: основного p_g — от веса грунта с горизонтальной поверхностью и с постоянной на ней нагрузкой, с учетом влияния сил трения, действующих по боковой поверхности колодца, и дополнительного — от наклона пластов p_{gi} и возникающего при кренах погружаемого колодца p_{gs} .

Для колодцев, погружаемых ниже уровня подземных вод, значение общего горизонтального давления определяется как сумма давлений (основного и дополнительного) грунта и гидростатического давления подземных вод, при этом основное давление грунта определяется с учетом взвешивающего действия воды.

Удельный вес грунта γ_{sb} с учетом взвешивающего действия воды определяется по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{sb} &= (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e); \\ \gamma_{sb} &= \gamma_d - (1 - n/100) \gamma_w, \end{aligned} \right\} (15.3)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта, который в среднем может быть принят: для песка $2,66 \cdot 10^4$ Н/м³, для супеси и суглинка $2,7 \cdot 10^4$ Н/м³, для глин $2,74 \cdot 10^4$ Н/м³; γ_w — удельный вес воды 10^4 Н/м³; e — коэффициент пористости; γ_d — удельный вес сухого грунта, Н/м³; n — пористость, %

Значение основного давления грунта на колодец определяется как активное давление грунта на цилиндрическое ограждение:

$$p_g = (1 + K_p) p_{a,r}, \quad (15.4)$$

где K_p — коэффициент, учитывающий дополнительное давление грунта, возникающее в результате действия сил трения (определяется по рис. 15.9); $p_{a,r}$ — активное давление грунта на гладкое цилиндрическое ограждение:

$$p_{a,r} = \gamma_r \frac{\operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2)}{\lambda - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{r_B} \right)^{\lambda-1} \right] + q \left(\frac{r}{r_B} \right)^{\lambda} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + Kc \operatorname{ctg} \varphi \left[\left(\frac{r}{r_B} \right)^{\lambda} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\varphi}{2} \right] - 1, \quad (15.5)$$

здесь γ_r — удельный вес грунта; r — наружный радиус круглого в плане колодца или условный радиус для некруглых колодцев (рис. 15.10); φ — угол внутреннего трения грунта, град;

$$\lambda = 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2); \quad (15.6)$$

$$r_B = r + h \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2); \quad (15.7)$$

h — расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения; q — равномерно распределенная нагрузка, Н/м²; c — сцепление грунта, Па; K — коэффициент, учитывающий уменьшение сцепления грунта в результате сдвига в призме обрушения.

В зависимости от консистенции грунта значение K рекомендуется принимать:

для твердой	консистенции	0,22
>	полутвердой	>	0,25
>	тугопластичной	>	0,29
>	мягкопластичной	>	0,65

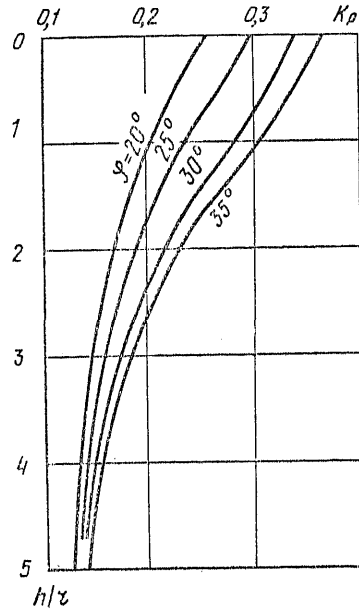


Рис. 15.9. Зависимость коэффициента K_p от h/r

Формула для определения $p_{a,r}$ может быть представлена в виде:

$$p_{a,r} = \gamma r F_1 + q F_2 - Kc F_3,$$

где F_1 , F_2 и F_3 — функции, зависящие от угла внутреннего трения φ и коэффициента n (определяются по рис. 15.10—15.12).

Если колодец погружается в грунт с различными напластованиями, то при расчете удобнее весь грунт, лежащий выше расчетного сечения, заменять эквивалентным слоем, приведенным к удельному весу рассматриваемого слоя. Высота этого слоя определяется по формуле

$$h_e = \sum \gamma_i h_i / \gamma, \quad (15.8)$$

где $\sum \gamma_i h_i$ — полный вес лежащих выше слоев грунта; γ — удельный вес грунта рассматриваемого слоя.

Коэффициент неравномерности K_u давления грунта по периметру колодца в период его погружения вычисляется по выражению

$$K_u = (p_g + p_{gi} + p_{gs}) / p_g. \quad (15.9)$$

В формуле (15.9) значения p_g , p_{gi} и p_{gs} определяются для глубины $h = H_w - H_b/2$ (где H_w — проектная глубина погружения колодца; H_b — высота ножевой части колодца или I расчетного пояса).

Значение K_u для колодцев, погружаемых без тиксотропной рубашки, следует принимать не менее 1,25.

Дополнительное давление грунта, вызываемое наклоном пластов, определяется по формуле

$$p_{gi} = \alpha p_g, \quad (15.10)$$

где α — коэффициент, принимаемый в зависимости от угла наклона пластов φ :

φ , рад	0,139	0,175	0,262	0,349	0,437	0,524
α	0,02	0,06	0,15	0,25	0,37	0,50

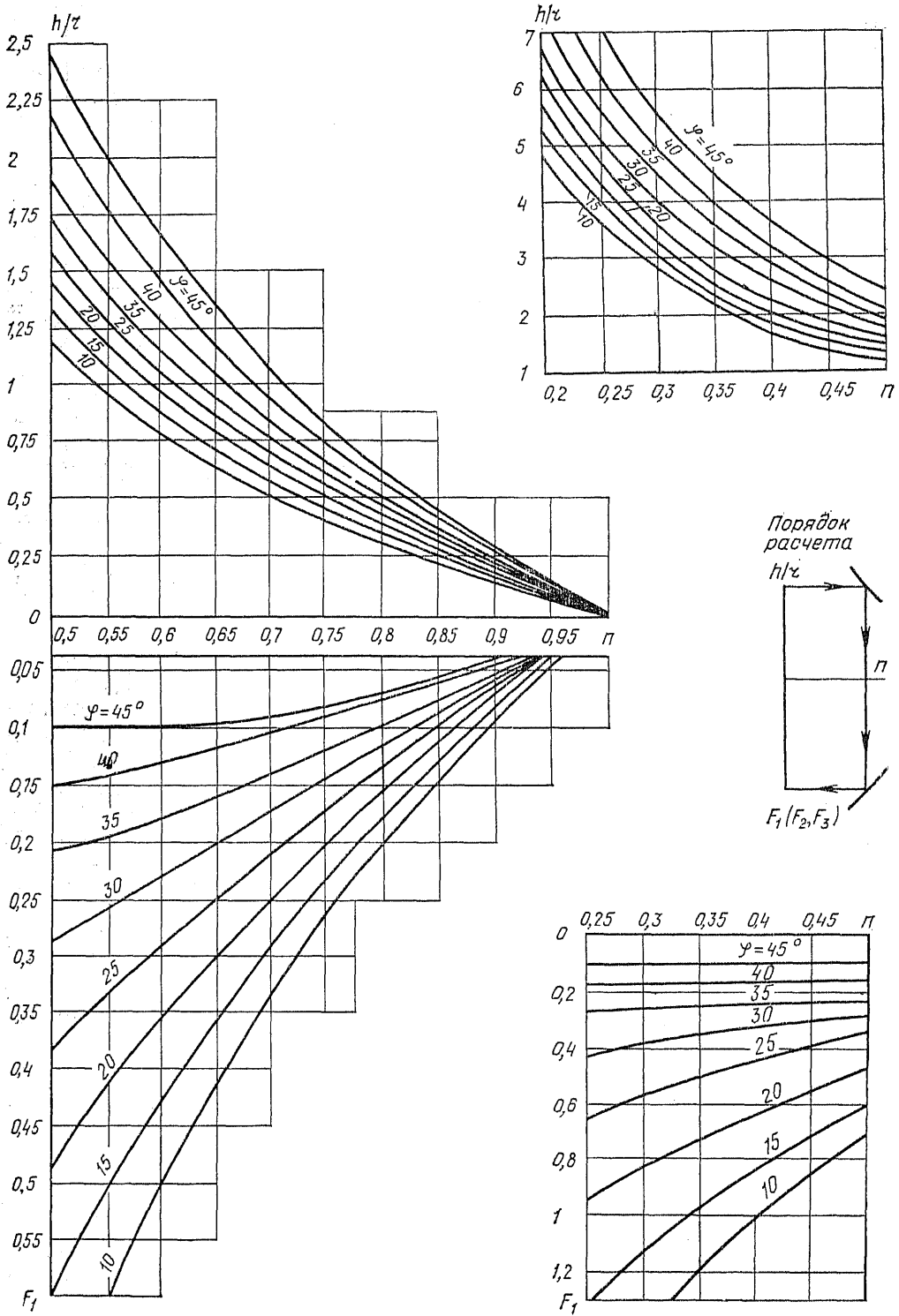


Рис. 15.10. Зависимость π от h/r и F_1 от π

Обусловленное наклоном пластов дополнительное давление грунта, нагружая колодец с одной стороны, вызывает симметричный отпор грунта с противоположной стороны. Для круг-

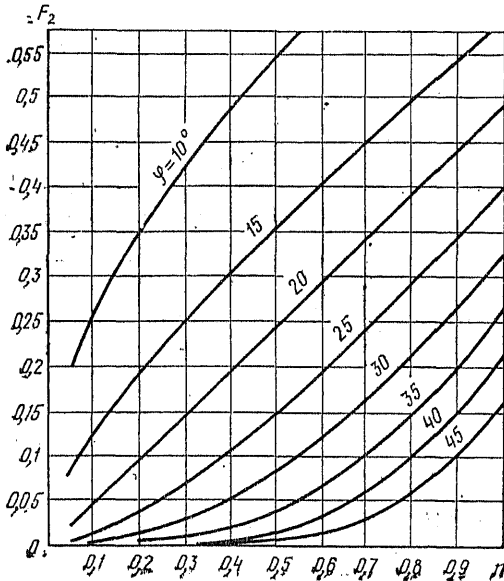


Рис. 15.11. Зависимость F_2 от n

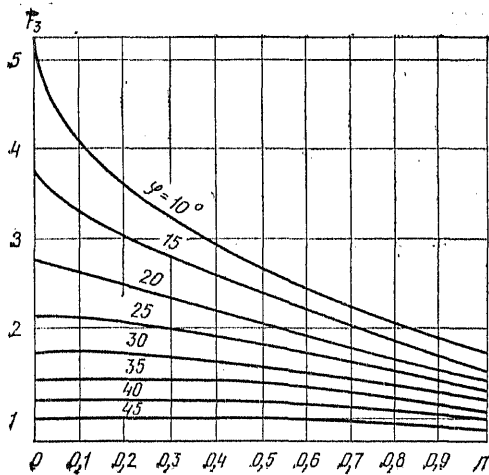


Рис. 15.12. Зависимость F_3 от n

лых в плане колодцев эту нагрузку рекомендуется принимать изменяющейся в плане по наружному контуру по закону косинуса, т. е. $p_{gs} \cos \beta$ (рис. 15.13). Дополнительное давление грунта, вызываемое кренами колодца, можно определить по предложенным ВНИИГСом формулам:

для круглого колодца

$$p_{gs} = \frac{G_w - \gamma_{pl} (T_2 + A^1 Kc)}{\pi r H_b \operatorname{tg} \varphi} - 2p_g; \quad (15.11)$$

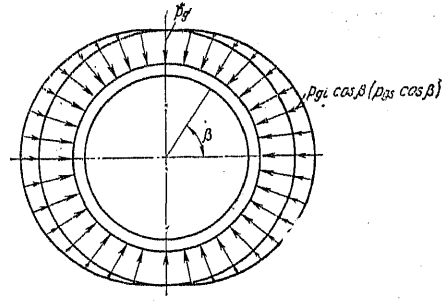


Рис. 15.13. Распределение основного и дополнительного давления грунта

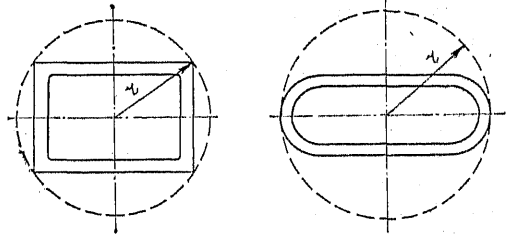


Рис. 15.14. К определению условного радиуса некруглых в плане колодцев

для прямоугольного колодца

$$p_{gs} = \frac{G_w - \gamma_{pl} (T_2 + A^1 Kc)}{(a + b) H_b \operatorname{tg} \varphi} - \left(1 + \frac{b}{a}\right) p_g, \quad (15.12)$$

где G_w — расчетное значение веса опускаемого колодца при погружении; γ_{pl} — коэффициент надежности погружения, обычно принимаемый равным 1,15; a и b — наибольшая и наименьшая стороны прямоугольного колодца, м; T_2 — расчетная сила трения грунта выше ножевой части колодца, определяемая для глубины $h = H_w - H_p$ через удельную силу трения грунта t по боковой поверхности колодца из выражения

$$t = \gamma_c (p_g \operatorname{tg} \varphi + Kc), \quad (15.13)$$

здесь γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый: 1,2 — для плотных песков с гравием или щебнем и 1,0 — для остальных грунтов; A^1 — площадь поверхности ножевой части колодца или I расчетного пояса.

Для колодцев, имеющих очертания в плане, отличные от окружности, при определении удельной силы трения грунта по боковой поверхности стен колодца в период погружения условный радиус принимается равным расстоянию от оси колодца до наиболее удаленной точки наружной поверхности (рис. 15.14).

Расчетное значение силы трения грунта по боковой поверхности стен колодца при его погружении определяется выражением

$$T_2 = u \left(\frac{t_0 + t_1}{2} h_1 + \frac{t_1 + t_2}{2} h_2 + \dots + \frac{t_{n-1} + t_n}{2} h_n \right), \quad (15.14)$$

где u — наружный периметр колодца, м; t_0, t_1, \dots, t_n — удельные силы трения, соответствующие промежуткам деления высоты погружения колодца h и определяемые по формуле (15.13); $\sum_{i=1}^n h_i = H_w$ — глубина погружения колодца, м; n — число промежутков деления H_w .

При расчете колодца на всплытие сила трения грунта по боковой поверхности стен колодца T_1 принимается равной половине силы T_2 , определяемой формулой (15.14), т. е.

$$T_1 = 0,5T_2. \quad (15.15)$$

При использовании анкеров в качестве пригрузки для удержания колодца против всплытия их несущую способность необходимо определять по результатам опытных работ и расчетам и по предельным состояниям конструкции анкеров совместно с грунтами основания. Пригрузку колодцев при их погружении применяется при соответствующем технико-экономическом обосновании и может осуществляться грунтами или с помощью домкратов и анкерных устройств.

Сопrotивление грунта под ножом при погружении колодца F_u определяется по формуле

$$F_u = A_b p_u, \quad (15.16)$$

где A_b — площадь подошвы ножа, м²; p_u — предельная нагрузка на основание, Н/м², определяемая в зависимости от относительного заглубления ножа в грунт h/b (здесь h — глубина погружения ножа в грунт, отсчитываемая от уровня грунта в колодце; b — ширина банкетки).

Для начального периода погружения при $0 \leq h/b \leq 0,5$

$$p_u = (A_0 \gamma b + B_0 q_g + C_0 c) b, \quad (15.17)$$

где A_0, B_0, C_0 — коэффициенты, являющиеся функцией угла внутреннего трения φ и определяемые по табл. 15.2; q_g — вертикальное равномерно распределенное давление грунта, расположенного выше банкетки ножа опускного колодца, Н/м²; γ — удельный вес грунта, расположенного ниже банкетки опускного колодца, Н/м³.

ТАБЛИЦА 15.2. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ A_0, B_0, C_0

φ°	A_0	B_0	C_0
	1		
12	1,4	3,0	9,3
14	1,7	2,5	10,4
16	1,3	4,4	11,7
18	2,0	5,3	13,2
20	3,8	6,5	15,1
22	3,9	8,0	17,2
24	4,8	9,8	19,8
26	6,0	12,3	23,2
28	8,8	15,0	25,3
30	10,3	19,3	31,5
32	14,8	24,7	38,0
34	19,2	32,6	47,0
36	26,	41,5	55,7
38	37,1	54,8	70,0
40	50,1	72,0	84,7

При погружении ножа в грунт на глубину, когда $0,5 \leq h/b \leq 1,5$,

$$p_u = A_{nh} \gamma b^2, \quad (15.18)$$

где A_{nh} — коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения грунта и относительного заглубления банкетки ножа (определяется по табл. 15.3).

Расчетное сопротивление грунта под дном колодца определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83.

ТАБЛИЦА 15.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА A_{nh}

φ°	A_{nh} при h/b		
	0,5	1,0	1,5
26	14,0	21,8	36,3
28	17,5	29,4	48,5
30	22,5	34,8	58,0
32	29,2	45,2	76,2
34	41,7	59,0	99,0
36	52,7	79,5	138,0
38	72,0	105,0	177,0
40	98,5	146,2	242,0
42	137,0	204,0	331,0
44	200,0	295,0	472,0
46	285,0	412,0	667,0

Нагрузки и воздействия, возникающие в условиях эксплуатации колодцев, и соответствующие им коэффициенты надежности по нагрузке должны приниматься по табл. 15.4.

ТАБЛИЦА 15.4. КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ ПО НАГРУЗКАМ НА ПЕРИОД ЭКСПЛУАТАЦИИ

Нагрузки и воздействия	Обозначение	Коэффициент надежности по нагрузке
<i>Постоянные</i>		
Вес строительных конструкций, Н	G	1,1 (0,9)
Основное давление грунта на стены колодца, Па	p_g	1,1 (0,9)
Дополнительное давление грунта от наклона пластов, Па	p_{gi}	1,1 (0,9)
Сила трения стен колодца по грунту при всплытии колодца, Н	T_1	1,0
Гидростатическое давление подземных вод, Па	p_w	1,1 (0,9)
Пригрузка колодца анкерами против всплытия, Н	Q_a	1,0
Нагрузка от людей, стационарного оборудования и т. д., Н	—	Принимается в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74
<i>Особые</i>		
Давление грунта на колодец при сейсмическом воздействии, Па:		
для круглого колодца	q_{gr}	1,0
» прямоугольного колодца	q_s	1,0

Примечание. То же, что и к табл. 15.1.

Расчетное значение основного давления грунта p_g на стены колодца в глинистых грунтах следует определять как давление грунта в состоянии покоя по формуле

$$p_g = K_h \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right), \quad (15.19)$$

где $\gamma_i h_i$ — удельный вес и высота i -го слоя грунта; q — вертикальная равномерно распределенная нагрузка; K_h — коэффициент горизонтальной составляющей давления покоя:

$$K_h = \mu / (1 - \mu); \quad (15.20)$$

здесь μ — коэффициент бокового давления грунта (при отсутствии данных значение и допускается принимать: для суглинков 0,5; для глин 0,7).

Коэффициент неравномерности давления грунта на стены колодца по его периметру в период эксплуатации определяется выражением

$$K_u = (p_g + p_{gi}) / p_g; \quad (15.21)$$

значение K_u следует принимать не менее 1,1.

Давления грунта при сейсмических воздействиях q_{sr} и q_s вычисляются по формулам:

для круглого колодца

$$q_{sr} = [1 + K_s \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2) \cos \beta] p_g; \quad (15.22)$$

для прямоугольного колодца

$$q_s = [1 + K_s \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2) p_g], \quad (15.23)$$

где K_s — коэффициент сейсмичности, принимаемый 0,025 при 7 баллах, 0,05 при 8 баллах и 0,1 при 9 баллах; β — полярный угол (рис. 15.15).

Нагрузка на стены колодца от грунта при сейсмическом воздействии может быть с лю-

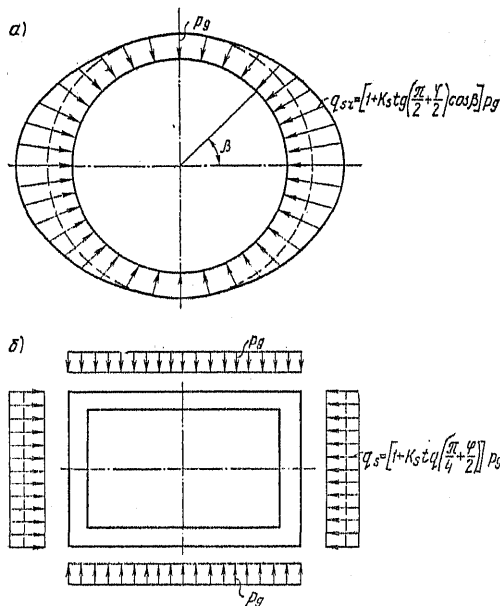


Рис. 15.15. Распределение давления грунта при сейсмических воздействиях

а — для круглых колодцев; б — для прямоугольных колодцев

бой стороны, при этом с противоположной стороны возникает сопротивление грунта (отпор), эпюра которого, как правило, принимается симметричной нагрузке.

Расчеты конструкций колодцев и их осно-

ваний должны производиться по первой (на прочность, несущую способность) и второй (по деформациям) группам предельных состояний. Расчет производится на наиболее невыгодные сочетания нагрузок как для условий строительства, так и для условий эксплуатации.

Для условий строительства колодцев должны выполняться следующие расчеты:

по схемам, учитывающим наличие только наружных стен, прочность колодца или первого яруса при снятии с временного основания, погружение колодца; прочность стен на конечной стадии опускания; по результатам расчетов устанавливается необходимость устройства перегородок или распорок;

по схемам, учитывающим наличие наружных стен и дна, прочность дна, всплытие колодца, устойчивость колодца на сдвиг и опрокидывание (при разработке односторонних выемок, если они предусматриваются в в ППР).

Железобетонные конструкции колодцев рассчитываются в соответствии с требованиями СНиП II-21-75 с учетом следующего дополнительного условия: минимальный процент армирования наружных стен круглых колодцев (горизонтальная рабочая арматура), сооружаемых в один ярус, принимается на участке от банкетки до половины высоты колодца 0,1, на остальном участке высоты до верха колодца 0,05; колодцев, сооружаемых в два яруса и более: для первого яруса 0,1; для последующих ярусов 0,05.

Расчеты для условий строительства. Погружение колодца обеспечивается при соблюдении условия

$$(G_w + Q) / (T_2 + F_u) \geq \gamma_{pl}, \quad (15.24)$$

где G_w , Q , T_2 , F_u — расчетные нагрузки, подсчитанные с коэффициентами перегрузки в соответствии с табл. 16.1.

Расчет на погружение производится на наибольшую глубину. Если во время погружения стены колодца наращиваются, расчет должен производиться для каждого яруса. Колодец, погружаемый в грунты с разнородными напластованиями, следует рассчитывать по глубине погружения, для которой значение знаменателя в формуле (15.24) является максимальным. Усилия, передаваемые на опоры и обеспечивающие закрепление колодца против самопроизвольного погружения ниже проектной отметки должны определяться по формуле

$$F_s = G_w (T_2 + F_u). \quad (15.25)$$

Расчет наружных стен на прочность производится для наибольшей (проектной) глубины погружения и для каждого яруса (при погружении колодца ярусами).

Стены прямоугольных колодцев рассчитываются по поясам: при расчете нижнего пояса к нагрузке на этот пояс добавляется нагрузка, действующая на ножевой пояс снаружи. Расчетные пояса назначаются через 2—3 м по высоте и в соответствии с конструктивными особенностями (уступы стен, перекрытия, отверстия, проемы и пр.).

Расчет стен круглого колодца также ведется по поясам с учетом неравномерности давления от активного давления грунта исходя из предположения возможных перекосов при его опускании.

Коэффициент неравномерности давления грунта при опускании колодца K_n определяется согласно выражению (15.9). Расчет нижнего пояса круглого колодца ведется аналогично расчету пояса прямоугольного колодца.

Стены опускных колодцев должны рассчитываться на воздействие их собственного веса при установке его на фиксированные зоны опирания. Положение фиксированных зон определяется условиями равенства опорных и пролетных моментов в стенах прямоугольных колодцев. Круглые колодцы рассчитываются из условия опирания их на три фиксированные зоны.

При опускании колодца с подводной разработкой грунта расчетные усилия (моменты и поперечные силы) увеличиваются на 15 % из-за сложности контроля за положением опорных зон.

Расчетная нормальная сила N при расчете на разрыв в результате зависания колодцев определяется для случаев, когда в верхней части прорезаемой колодцем толщи грунта находятся прочные породы (глинистые грунты твердой, полутвердой, тугопластичной консистенции или плотные пески), а в нижней части — слабые (глинистые грунты текучепластичной или текучей консистенции).

Если высота верхнего слоя при этом меньше половины глубины погружения, то

$$N = \gamma_{pl} T_3, \quad (15.26)$$

где T_3 — расчетная сила трения стен колодца по прочному грунту.

При высоте верхнего слоя (прочного грунта), большей половины проектной глубины погружения,

$$N = G_w - T_3. \quad (15.27)$$

Расчет опускных колодцев на разрыв выполняется, как правило, для колодцев с глубиной опускания более 15 м.

Нож опускного колодца рассчитывается как консоль (рис. 15.16) относительно линии $C-C$ для двух расчетных случаев (расчет ведется на 1 м контура ножа).

1. Для момента начала опускания, когда с наружной стороны грунта нет, а с внутренней стороны нож испытывает давление грунта на всю скошенную грань, давление грунта на банкетку p определяется выражением

$$p = q_w / (b + 0,5b'), \quad (15.28)$$

где q_w — нагрузка на 1 м контура ножа от веса колодца; b — ширина банкетки, м; $b' = l \operatorname{ctg} \alpha$ — проекция скошенной грани ножа на горизонтальную плоскость, м (здесь l — высота ножа, м; α — угол наклона скошенной грани ножа к горизонту, град.).

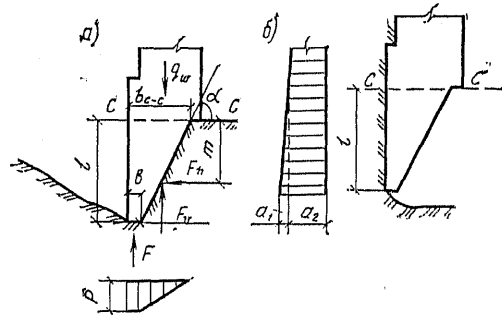


Рис. 15.16. Расчетные схемы ножевой части колодца а — начало погружения; б — окончание погружения

Расчетные величины сил от давления грунта (на банкетку) F , вертикальной составляющей силы F_v и горизонтальной составляющей F_h (на скошенную грань ножа) определяется по формулам:

$$F = pb; \quad (15.29)$$

$$F_v = pb' / 3; \quad (15.30)$$

$$F_h = F_v \operatorname{tg} (\alpha - \varphi). \quad (15.31)$$

Моменты внешних сил относительно центра O расчетного сечения $C-C$ вычисляются по выражениям:

$$M_F = F (b_{C-C} - b) / 2; \quad (15.32)$$

$$M_{F_v} = F_v \left(\frac{b_{C-C}}{2} - \frac{2}{3} l \operatorname{ctg} \alpha \right); \quad (15.33)$$

$$M_{F_h} = 2F_h l / 3. \quad (15.34)$$

Сечение $C-C$ рассчитывается на внецентренное сжатие под действием суммарного момента внешних сил F , F_v , F_h и нормальной силы q_w .

2. Для момента, когда колодец опущен на проектную отметку и грунт под ножом выбран, нож рассчитывается на действие момента от активного давления грунта:

$$M_p = a_1 l^2 / 3 + a_2 l^2 / 2, \quad (15.35)$$

где a_1 — ордината треугольной части эпюры давления грунта; a_2 — ордината прямоугольной части эпюры давления.

Расчетное значение поперечной силы определяется формулой

$$a = l (a_2 + a_1 / 2). \quad (15.36)$$

Прочность железобетонного днища для схемы с шарнирным опиранием по контуру на стены колодца рассчитывается на следующие нагрузки:

на отпор грунта под днищем колодца R_n , если постоянные вертикальные нагрузки колодца больше сил всплытия, и на гидростатическое давление подземных вод p_w , при этом

$$R_g = \Sigma G - p_w, \quad (15.37)$$

где ΣG — сумма всех постоянных вертикальных нагрузок на колодец (с учетом сил трения);

эпюра отпора грунта определяется по законам линейно-деформируемого полупространства;

на гидростатическое давление подземных вод p_w , если постоянные вертикальные нагрузки колодца меньше сил всплытия.

Расчет прочности днища колодца без внутренних стен и колонн на нагрузку от отпора грунта производится как пластины, лежащей на упругом основании; днища колодца без внутренних стен и колонн на нагрузку от гидростатического давления подземных вод — как пластины с шарнирными опорами, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

На всплытие рассчитывают колодцы, погружаемые ниже горизонта подземных вод, для любых грунтов, за исключением тех случаев, когда под днищем предусматривается устройство постоянно действующего дренажа. При заглублении колодца в водоупорный слой следует проверять расчетом возможность прорыва напорными водами водоупорного слоя. Расчет колодца на всплытие следует производить на расчетные нагрузки по формуле

$$\frac{\Sigma G + \Sigma T_1}{A_w H_w \gamma_w} \geq \gamma_{em}, \quad (15.38)$$

где ΣG — сумма всех постоянных расчетных нагрузок с учетом нагрузки с соответствующими коэффициентами перегрузок; ΣT_1 — сумма усилий трения при расчете на всплытие; A_w — площадь основания колодца; H_w — расчетное превышение уровня подземных вод над основанием днища колодца; γ_{em} — коэффициент надежности от всплытия, принимаемый равным 1,2.

Устройство анкерных конструкций против всплытия колодца должно предусматриваться в том случае, если

$$\frac{\Sigma G + \Sigma T_1}{A_w H_w \gamma_w} < \gamma_{em}. \quad (15.39)$$

При разработке односторонних выемок вблизи колодцев следует производить поверочный расчет прочности наружных стен.

Расчет на сдвиг по подошве и на опрокидывание, а также расчет общей устойчивости сооружения вместе с основанием при разработке односторонних выемок вблизи колодца следует производить в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83.

Расчеты для условий эксплуатации. Для этих условий должны выполняться следующие расчеты:

прочности наружных и внутренних стен, колонн, днища и перекрытий;

на всплытие колодца;

на сдвиг по подошве, на опрокидывание и на общую устойчивость сооружения вместе с основанием — при больших односторонних нагрузках.

Стены колодца в местах опирания балок перекрытий рассчитываются на местное действие нагрузки, при этом необходимо учитывать концентрацию усилий у проемов. Стены, днище и перекрытия следует рассчитывать на дополнительные нагрузки, возникающие в период эксплуатации, — подъем уровня подземных вод, засыпка грунта до планировочных отметок, строительство зданий и сооружений, размещение оборудования вблизи колодца и т. д.

Если в колодцах внутренние отсеки по технологии эксплуатации заполняются водой, то при расчете ограждающих конструкций этих отсеков должна учитываться дополнительная гидростатическая нагрузка.

Прочность и устойчивость элементов конструкций колодца, а также колодца в целом должны быть обеспечены при всех реально возможных условиях эксплуатации.

Расчет колодца на всплытие в условиях эксплуатации следует производить на расчетные нагрузки по формуле

$$\frac{\Sigma G + T_1 + Q}{A_w H_w \gamma_w} \geq \gamma_{em}. \quad (15.40)$$

При больших односторонних горизонтальных нагрузках (при расположении колодцев на косогоре, например для насосных станций берегового типа) колодцы рассчитываются на сдвиг по подошве и на опрокидывание, а также проверяются на устойчивость по круглоцилиндрическим и другим поверхностям скольжения в соответствии с гл. 14 настоящего Справочника.

Железобетонные элементы конструкций опускных колодцев рассчитываются, в соответствии с требованиями СНиП II-21-75, с учетом следующих дополнительных условий:

раскрытие трещин в наружных железобетонных стенах в период эксплуатации колодцев допускается не более 0,2 мм;

расчеты на температурно-влажностные воздействия производятся в том случае, если наибольший размер в плане прямоугольного колодца или диаметр круглого колодца более 60 м, либо при резком неравномерном распределении температуры или влажности по сечению элементов, либо при периодическом воз-

действии интенсивных технологических тепло-выделений;

при обоснованном применении металлической гидроизоляции она должна учитываться как рабочая арматура.

15.5. ПРОЕКТ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Производство работ по изготовлению колодцев должно удовлетворять требованиям строительных норм и правил и осуществляться по специальному проекту производства работ (ППР).

Проектирование работ по изготовлению и опусканию колодцев должно выполняться с учетом природных условий и обеспечивать наиболее экономичные методы производства работ, максимальную индустриализацию строительства с применением высокопроизводительных машин и механизмов, экономию металла, цемента, леса и других строительных материалов. Исходные данные для разработки проектной документации, изложенные в п. 15.3, должны обладать достаточной полнотой для составления проекта производства работ.

При составлении стройгенплана необходимо предусмотреть размещением всех объектов материально-технической базы строительного участка: контора; арматурная мастерская; механическая мастерская; опалубочная мастерская; растворосмесительный узел; склад леса; склад цемента; склад песка и крупного заполнителя; склад арматуры; материальный склад; подъездные дороги, доведенные до постоянных или до общестроительных дорог; пути башенных кранов; линии водоснабжения и электроснабжения; трансформаторная подстанция; санузел.

Этот перечень должны уточнять на основе принятой схемы опускания колодца, а также в связи с учетом максимальных возможностей удовлетворения потребностей строительства опускного колодца с помощью общестроительной базы.

Выбор необходимых механизмов следует увязывать с наличным парком машин и механизмов (или возможностью приобретения таковых), которыми располагает подрядная строительная организация.

Вопросы по организации строительства опускного колодца должны решаться в комплексе всего строящегося промышленного объекта.

Ниже приводится описание основных видов работ с необходимыми обоснованиями и расчетами вспомогательных мероприятий и устройств, которые должны найти отражение

при составлении проекта производства работ на строительство опускных колодцев.

Устройство временного основания под ножом опускного колодца. Временное основание может быть запроектировано в виде грунтовых

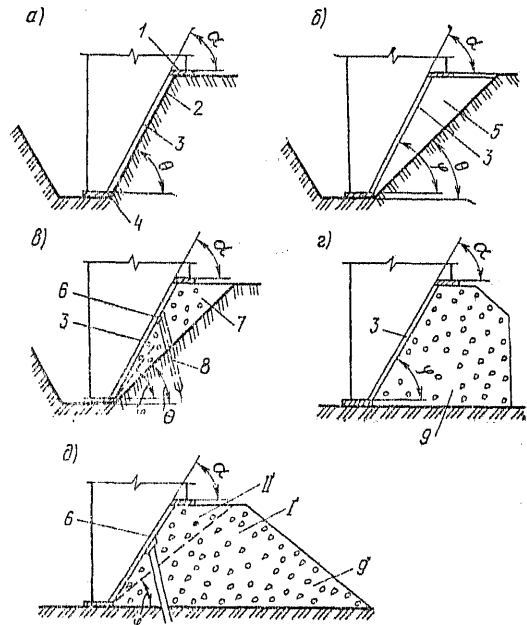


Рис. 15.17. Типы временных оснований при сооружении колодца

a — в траншее при $\alpha \leq \Theta$; *б* — то же, при $\Phi > \alpha > \Theta$; *в* — то же, при $\alpha > \Theta$ и $\alpha > \Phi$; *г* и *д* — на поверхности земли; 1 — доски опалубки; 2 — грунтовая призма; 3 — щиты опалубки; 4 — дощатый настел; 5 — щебеночная (или гравийная) призма; 6 — швеллер; 7 — щебеночная (или песчано-гравийная) призма; 8 — деревянные сваи; 9 — щебеночная (гравийная или песчаная) призма; 1, 11 — очереди отсыпки грунта

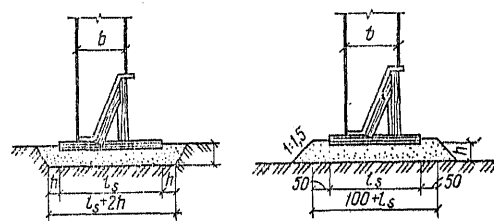


Рис. 15.18. Временное основание под ножом колодца на подкладках

или щебеночных призм (рис. 15.17) и поперечных деревянных подкладок (рис. 15.18).

Грунтовые призмы устраиваются из песчаных и гравелистых грунтов двумя способами:

в траншее — при $\Theta \geq \alpha$ (где Θ — угол откоса с соответствующим коэффициентом запаса; α — угол наклона грани ножа) выполняется, как показано на рис. 15.17, *a*; при $\Theta < \alpha$ — как показано на рис. 15.17, *б* и *в*;

на поверхности земли, как показано на рис. 15.17, a и d , на насыпной призме из грунта или щебенки.

При устройстве призм из насыпных грунтов последние необходимо послойно уплотнять.

Поперечные деревянные подкладки размещают по периметру ножа опускного колодца на предварительно выполненную песчаную подушку (см. рис. 15.18). Подкладки заглубляют в подушку не менее чем на половину их толщины. Толщину песчаной подушки выбирают в зависимости от нормативного сопротивления грунта, но не менее 40 см, в соответствии со СНиП 2.02.01-83.

Подкладки могут быть выполнены из окантованных бревен или брусьев. Длина подкладок, м, принимается в зависимости от толщины стен опускного колодца и должна быть:

$$l_s > b_w + (0,5 \div 1,0), \quad (15.41)$$

где l — длина подкладок; b_w — толщина стен опускного колодца.

Площадь опирания подкладок на 1 м периметра стены колодца определяется по формуле

$$A_s = q_w R, \quad (15.42)$$

где R — расчетное сопротивление грунта основания. Па; q_w — вес 1 м периметра стены колодца (первого яруса бетонирования), Н.

Перед началом опускания колодца подкладки удаляются со всей площади банкетки, исключая фиксированные зоны опирания, где они удаляются в последнюю очередь. Размеры и места расположения зон опирания должны быть указаны в проекте.

Опалубочные и арматурные работы. В качестве опалубки для сооружения опускных колодцев при составлении ППР могут приниматься:

- разборно-переставная щитовая опалубка;
- железобетонные тонкостенные плиты-оболочки, оставляемые в конструкции колодца;
- металлическая опалубка, оставляемая в конструкции стен и впоследствии служащая гидронзоляцией (применяется при обосновании применения металлической гидронзоляции);
- стационарная деревянная опалубка (применяется в исключительных случаях).

Плиты-оболочки, выполняющие роль опалубки и входящие в состав конструкции опускного колодца, должны удовлетворять требованиям, предъявляемым к бетону стен колодца в отношении прочности, водонепроницаемости и морозостойкости.

При использовании в качестве опалубки металлической гидронзоляции железобетонных плит-оболочек должно быть обеспечено надежное сцепление элементов опалубки с монолит-

ной частью стен опускного колодца; элементы опалубки должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточными для восприятия усилий, передающихся на опалубку.

Распалубивание нижнего (опорного) яруса стен следует осуществлять не ранее приобретения бетоном 70 %-ной проектной прочности.

Для лучшего отделения элементов опалубки от поверхности бетона поверхность опалубки, прилегающую к бетону, до бетонирования смазывают техническими маслами или известковым (меловым) молоком.

Для достижения лучших показателей по водонепроницаемости и морозостойкости в поверхностном слое бетона стен опускного колодца можно рекомендовать применение водопоглощающей опалубки. В таких случаях поверхность опалубки, прилегающую к укладываемому бетону, покрывают слоем пористого непроклеенного картона толщиной 4—6 мм.

Арматура конструкций железобетонных опускных колодцев должна изготавливаться и монтироваться в соответствии с чертежами согласно требованиям соответствующих глав СНиП. Как правило, арматура готовится в виде укрупненных элементов: армокаркасов, армосеток или армоблоков. Габариты и вес укрупненных арматурных элементов определяются возможностями имеющихся транспортных средств и подъемно-транспортного оборудования.

Бетонирование. Для приготовления бетонной смеси следует применять цементы, отвечающие требованиям соответствующих ГОСТов и СНиП на цементы и неорганические добавки для бетонов и растворов. Применение цементов специального назначения (сульфатостойких, расширяющихся и т. д.) должно быть обосновано в проекте. Мелкий и крупный заполнитель для приготовления бетонной смеси должен также удовлетворять требованиям соответствующих СНиП и ГОСТов.

Условия и порядок применения различных добавок (гидравлических, пластификаторов, заполнителей, ускорителей или замедлителей схватывания) устанавливаются проектом производства работ или (при отсутствии этих указаний в проекте) строительной лабораторией и утверждаются техническим руководством строительства.

Бетонирование стен опускных колодцев в зависимости от размеров может выполняться как отдельными блоками, так и последовательно по всему периметру опускного колодца. В обоих случаях бетонирование должно производиться слоями толщиной 25—50 см, но не бо-

лее чем 1,25 длины рабочей части вибратора. Толщина слоев должна также выбираться в зависимости от интенсивности бетонирования.

При бетонировании опускных колодцев отдельными блоками бетон в замыкающие блоки следует укладывать только после усадки и охлаждения соединяемых блоков.

Укладка бетона в стены колодца может производиться следующими способами:

при толщине стен опускных колодцев до 0,5 м бетон подают на площадки лесов и затем по лоткам — к месту укладки; в этом случае одна из сторон опалубки наращивается по мере бетонирования; высота наращивания опалубки не должна быть более 2 м;

при толщине стен 0,5—1,2 м и высоте бетонирования более 3 м бетон подают через металлические звеньевые хоботы, устанавливаемые через 3 м по периметру колодца; оттягивание нижних звеньев хоботов в сторону разрешается не более чем на 0,25 м на каждый 1 м высоты с оставлением при этом двух нижних звеньев вертикальными;

при толщине стен более 1,2 и малой насыщенности конструкции арматурой разгрузку бадей можно производить непосредственно у места укладки.

Замерзание бетона при бетонировании в зимних условиях допускается:

ножевой части (первого яруса) — не ранее достижения бетоном полной проектной прочности;

последующих ярусов — не ранее достижения бетоном 70 %-ной проектной прочности.

Устройство гидроизоляции. Тип гидроизоляции опускных колодцев выбирается в зависимости от эксплуатационных требований, предъявляемых к подземному помещению в отношении влажности стен, и градиента I_w (напор подземных вод, деленный на толщину конструкции).

Гидроизоляция стен, кроме металлической, должна выполняться до начала опускания колодца по наружной поверхности стен.

Металлическая гидроизоляция стен, как правило, выполняется с внутренней стороны стен опускного колодца; при бетонировании она служит опалубкой и крепится к арматурным конструкциям стен с помощью анкеров. Металлическая гидроизоляция днища устраивается после полного погружения колодца и бетонирования днища, при этом в днище должны быть забетонированы закладные части для крепления листов металлической гидроизоляции. Листы гидроизоляции днища крепятся к закладным частям на сварке. После монтажа металлической гидроизоляции днища через специально оставленные трубы в пространство

между листами гидроизоляции и бетонной конструкцией днища нагнетается цементно-песчаный раствор состава 1:1 (соотношение цемента и песка по весу) под давлением, указанным в проекте. По окончании этой работы трубы срезаются, а отверстия в гидроизоляции завариваются с помощью металлических накладок. При нагнетании цементно-песчаного раствора часть трубок служит для выпуска воздуха и наблюдения за распространением раствора.

Торкрет-гидроизоляция опускных колодцев или гидроизоляция из пневмобетона выполняется слоями. Для торкрет-изоляции рекомендуется применять сухую смесь состава 1:4,4.

Цемент для торкретирования или пневмобетонирования должен быть того же сорта, что и для основных железобетонных конструкций колодца, но не ниже марки М 400. Для нанесения гидроизоляции из пневмобетона рекомендуется применять раствор состава 1:2 или 1:2,5 при водоцементном отношении более 0,5.

Для лучшей водонепроницаемости торкрет-гидроизоляции и гидроизоляции из пневмобетона рекомендуется при приготовлении растворов применять гидрофобизирующие кремнийорганические добавки ГКЖ-10 или ГКЖ-94 в количествах, установленных лабораторией в соответствии с требованиями проекта.

Перед нанесением торкрета или пневмобетона поверхности должны быть очищены от грязи, масляных пятен и краски металлическими щетками или обработкой пескоструйным аппаратом, раковины в бетоне расчищены, участки слабого бетона и наплывы цементного молока срублены отбойными молотками. Обработанные поверхности перед нанесением торкрета или пневмобетона должны быть промыты струей воды под давлением 0,15—0,2 МПа.

Первый слой гидроизоляции, выполняемый методом торкретирования или пневмобетонирования, наносят по захватным полосам шириной 1,5—2 м, последующие слои — полосами той же ширины с перекрытием швов на половину ширины полосы (рис. 15.19). Второй и последующие слои торкрета или пневмобетона следует наносить через сроки, определяемые опытным путем, исходя из условия, чтобы под действием струи свежей смеси не разрушался ранее уложенный слой, но не более срока, при котором обспечивается хорошее сцепление между слоями.

Материалы для гидроизоляции стен и днища с применением битумов должны удовлетворять требованиям действующих стандартов и технических условий. Битумные мастики и обмазки при использовании в зимнее время должны иметь температуру не менее 180 °С, в летнее время года — не менее 160 °С.

Рулонную гидронизоляцию следует укладывать полосами снизу вверх, причем продольные швы выполняются внахлестку на 10 см, а поперечные — на 20 см с тщательной промазкой мастикой. Продольные швы последующего слоя должны сдвигаться по отношению к швам

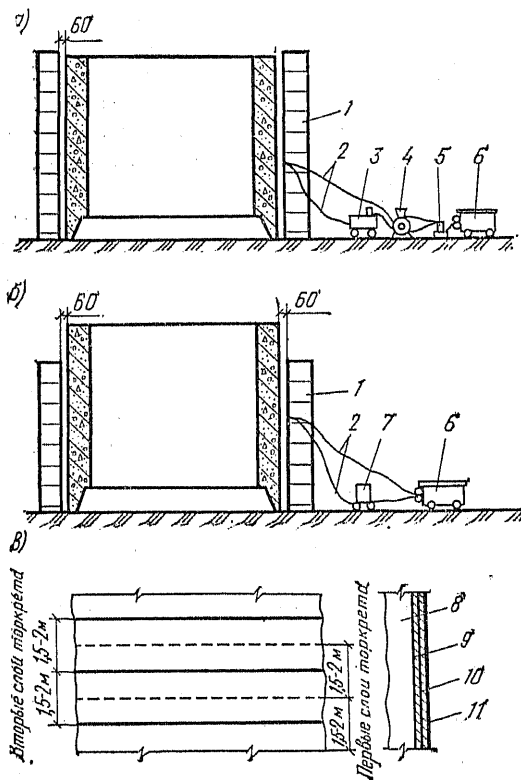


Рис. 15.19. Гидронизоляция стен опускного колодца торкретированием

а — схемы торкретирования стен опускного колодца; б — схема работ по нанесению битума на торкрет; в — порядок нанесения слоев торкрета; 1 — инвентарные металлические леса; 2 — шланги; 3 — бак для воды; 4 — воздухоочиститель; 5 — цемент-пушка; 6 — компрессор; 7 — бак для битумно-бензиновой эмульсии; 8 — стена опускного колодца; 9 — первый слой торкрета; 10 — второй слой торкрета; 11 — битумный слой

предыдущего слоя на половину ширины наклеиваемого полотнища

Опускание колодцев. Колодцы опускают в грунт по одной из следующих схем:

насухо, с открытым водоотливом при разработке грунта в забое, с водопонижением уровня подземных вод (рис. 15.20);

с выемкой грунта из-под воды (рис. 15.21).

При опускании колодцев по первой схеме для разработки и выемки грунта используют экскаваторы, оборудованные прямой или обратной лопатой (иногда грейфером), бульдозеры и краны с бадьями либо средства гидромеханизации (см. рис. 15.20). Выбор необходимого оборудования определяется габаритами колод-

ца и инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями площадки. Применение средств гидромеханизации (гидромониторов, землесосов, гидроэлеваторов) целесообразно при легкоразмываемых грунтах — песках, супесях, легких суглинках.

При работе по первой схеме для обеспечения производительной разработки водонасыщенных грунтов большое значение имеет правильный выбор способа их осушения. В устойчивых грунтах с относительно малыми коэффициентами фильтрации ($k < 1$ м/сут) и слабой водоотдачей рационален открытый водоотлив, осуществляемый путем откачки воды насосами из водосборных пионерных траншей и приемков (зумпфов) внутри колодца. В случаях, когда большие притоки воды в колодец затрудняют выполнение работ с открытым водоотливом или когда необходимые грунты неустойчивы и не исключены наплывы грунта из-под ножа внутри колодца, опускать колодец следует с применением опережающего глубинного водопонижения.

Применение средств водопонижения (скважин, иглофильтровых установок) непосредственно в забое внутри колодца затрудняет ведение работ по разработке грунта и может быть рекомендовано только в качестве вспомогательных средств для проходки отдельных маломощных прослоек неустойчивых грунтов, не поддающихся осушению общей системой водопонижения, располагаемой, как правило, за внешним контуром.

Разрабатывать грунт в колодце насухо рекомендуется по следующим схемам:

бульдозерами с последующим транспортированием грунта на поверхность башенными или гусеничными кранами в бадьях (с погрузкой экскаваторами) или кранами, оборудованными грейфером;

экскаваторами, оборудованными прямой или обратной лопатой, с выдачей грунта на поверхность гусеничными или башенными кранами в бадьях.

Во всех случаях разработка грунта выполняется равномерно по всей площади колодца с оставлением расчетных зон опирания. Зоны опирания разрабатываются бульдозерами, оборудованными специальным уширителем. При работе механизмов с дизельными двигателями в колодце необходимо устраивать вентиляцию. При работе с башенными кранами исправность состояния подкрановых путей должна проверяться после каждой «посадки» колодца, но не реже чем 1 раз в сутки.

Опускание колодца с разработкой грунта средствами гидромеханизации производится по следующим схемам:

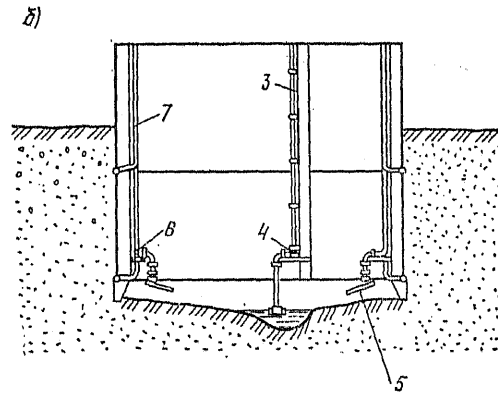
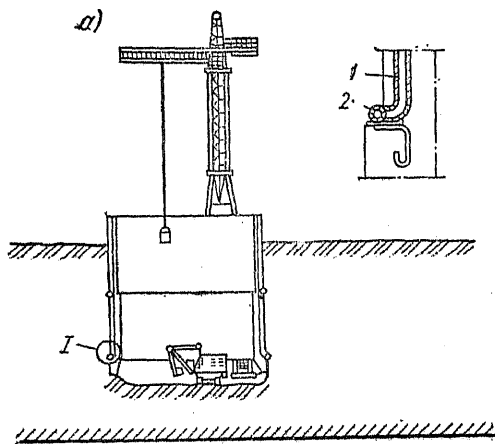


Рис. 15.20. Основные схемы опускания колодцев насухо

а — выемка грунта с помощью экскаватора, бульдозера и крана; б — выемка грунта с помощью средств гидромеханизации; 1 — подводная труба подмывных устройств; 2 — перфорированная труба; 3 — пульпопровод; 4 — гидроэлеватор; 5 — гидромочитер; 6 — напорный водовод; 7 — подмывные устройства

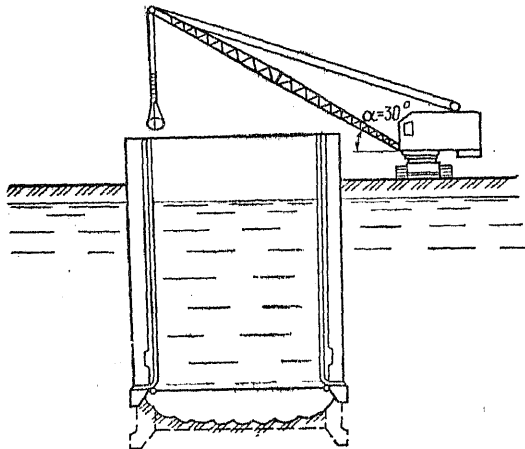


Рис. 15.21. Схема опускания колодца с выемкой грунта из-под воды

Подводную разработку грунта грейфером не следует применять в грунтах, в которых стенка котлованов у ножа трудно обрушается. К таким грунтам относятся связные грунты и галечники.

Разработка грунта грейфером из-под воды производится равномерно по всей площади колодца — от центра колодца к его краям, при этом поверхность забоя должна иметь уклон от ножа к центру, чтобы грунт под воздействием веса колодца равномерно по контуру выдавливался под банкеткой ножа.

Для правильного опускания колодца необходим непрерывный инструментальный контроль за его положением.

Опускание колодцев в скальных грунтах производится с рыхлением пород буровзрывным способом. Рыхление осуществляют по всей площади колодца на глубину предполагаемой «посадки» с погрузкой грунта экскаватором в бадьи и выдчей на поверхность кранами. Разработку скального грунта нужно выполнять не только в пределах контура, но и за контуром наружных граней ножа, образуя пазухи шириной не менее 10 см. Для посадки колодца пазухи под банкеткой ножа подбиваются грунтом. В зонах опирания породы рыхлят путем одновременного взрыва во всех зонах.

Устройство днища. В зависимости от способа опускания колодцев днище может быть выполнено как в виде одной железобетонной плиты (при опускании по первой схеме), так и в виде конструкции, состоящей из железобетонных плит.

разработка грунта гидромониторами с транспортированием пульпы гидроэлеваторами; разработка грунта гидромониторами с транспортированием пульпы землесосами.

Применение гидроэлеваторов целесообразно при глубине погружения до 15 м.

Разработка грунта производится от приямка под всасом с постоянным перемещением струи гидромонитора к ножу колодца, где оставляют расчетные зоны опирания. Глубина разработки грунта на одну «посадку» не должна превышать 0,5 м. Пульпа от забоя до приямка транспортируется самотеком, уклоны русла потока пульпы в зависимости от грунта составляют 2—8 %.

При опускании колодца в водонасыщенных грунтах по второй схеме (см. рис. 15.21) разработку грунта осуществляют преимущественно экскаваторами, оборудованными грейфером. Эту схему применяют при нецелесообразности откачки воды из колодца вследствие большого притока подземных вод или из-за наличия неустойчивых грунтов, грозящих наплывами из-под ножа.

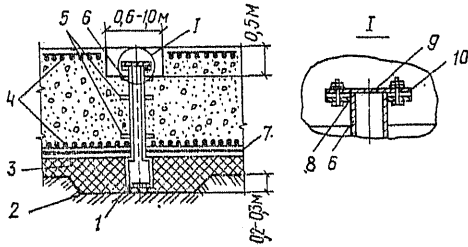


Рис. 15.22. Откачивание воды из приемков в основании колодца

1 — перфорированная часть патрубков; 2 — приемок; 3 — дренажный слой; 4 — арматура плиты дна; 5 — реборды; 6 — закладной патрубок; 7 — гидронизоляция; 8 — фланец; 9 — заглушки; 10 — резиновая прокладка бетонной плиты и бетонной подушки (бетонируемой подводным способом) или дренажной пригрузки (по второй схеме).

В колодцах, опущенных насухо или с применением водопонижения и открытого водоотлива, днища бетонируют в зависимости от размеров отдельными блоками или одним блоком с соблюдением непрерывности укладки бетона каждого блока. Первыми бетонируют блоки (или слои), расположенные у ножа колодца.

При устройстве дренажного слоя перед бетонированием должны быть предусмотрены специальные приемки, оборудованные металлическими перфорированными патрубками для откачки воды (рис. 15.22).

Воду откачивают из дренажного слоя под днищем в течение всего периода работ по устройству дна и далее до достижения бетонном проектной прочности, после чего отверстия патрубков тампонируют, закрывают заглушкой и заделывают бетоном. Иногда по окончании бетонирования дна на время твердения бетона опускной колодец заполняют водой до отметки уровня подземных вод.

При второй схеме опускания колодца для устройства бетонной подушки пользуются методом восходящего раствора (ВР) или методом вертикально перемещающейся трубы (ВПТ).

При бетонировании подушки методом ВР цементный раствор подают по трубам диаметром 50—200 мм в предварительно засыпанный на дно колодца крупный заполнитель. Трубы закрепляют в постоянном положении до окончания бетонирования. Максимальный радиус распространения цементного раствора от каждой трубы составляет 2,5 м (рис. 15.23, а). При бетонировании подушки методом ВПТ бетонную смесь подают по трубам диаметром 200—300 мм. По мере бетонирования трубу, заполненную на всю высоту бетонной смесью, постепенно поднимают. Бетонная смесь для этого

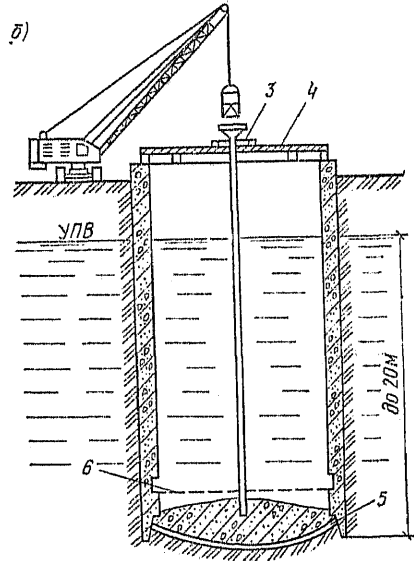
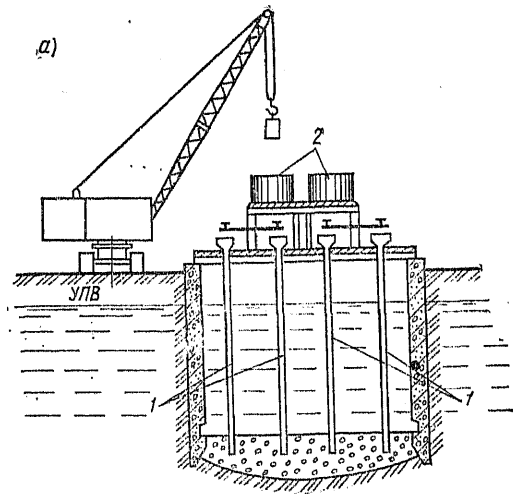


Рис. 15.23. Подводное бетонирование подушки колодца

а — методом восходящего раствора ВР; б — методом вертикально перемещающейся трубы; 1 — трубы для подачи раствора; 2 — смесительная установка; 3 — крепление трубы к рабочей площадке; 4 — рабочая площадка; 5 — гравийная подушка толщиной 15—30 см; 6 — уровень верха бетонной подушки

применяется от сильнопластичной до плотной, чтобы она могла выходить из трубы под действием собственного веса. Радиус распространения бетонной смеси от трубы составляет 4,5 м (рис. 15.23, б). Осушение колодца производится после окончания твердения бетона подушки.

Устройство железобетонной плиты дна по второй схеме опускания осуществляется насухо после откачки воды из колодца (рис. 15.24).

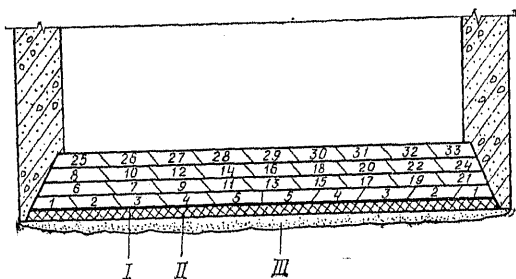


Рис. 15.24. Бетонирование дна
1—33 — слои бетонирования; I — гидроизоляция; II —
бетонная подготовка; III — дренажный слой

Сооружение колодцев из сборных железобетонных элементов. Опускание сборных опускных колодцев, как правило, должно производиться в тиксотропной рубашке, толщина стен колодца при этом назначается из условий прочности. Монтаж сборных элементов стен опускного колодца производится с использованием специальных кондукторов.

Замоноличивание стыков сборных элементов разрешается начинать после установки 75 % панелей стен. При этом необходимо соблюдать правильность монтажа сборных элементов в кондукторе согласно ранее выполненной разметке для всех сборных элементов монтируемого яруса колодца.

Соответствие формы колодца проекту, а также вертикальность стен перед началом опускания оформляются актом комиссии на скрытые работы.

Погружение опускных колодцев способом задавливания. Сущность строительства опускных колодцев способом задавливания заключается в задавливании в грунт системой гидродомкратов оболочки колодца, наращиваемой ярусами, высотой, кратной величине хода штоков гидродомкратов, по мере разработки и выдачи грунта. Погружение опускного колодца производится при обязательном опережении режущей кромки ножа поверхности забоя.

Этот способ может применяться при наращивании стен как сборными железобетонными или чугунными элементами, так и монолитным железобетоном. Данный способ применим в различных грунтах, кроме скальных и полускальных, а также пород с включением валунов диаметром более 0,2 м.

Работы выполняются в следующем порядке. Перед началом работ по погружению опускного колодца изготовляют опорную конструкцию, например в виде круговой контрфорсной подпорной стенки (рис. 15.25), заглубленной в грунт. Опорную конструкцию оборудуют устройством для задавливания (на

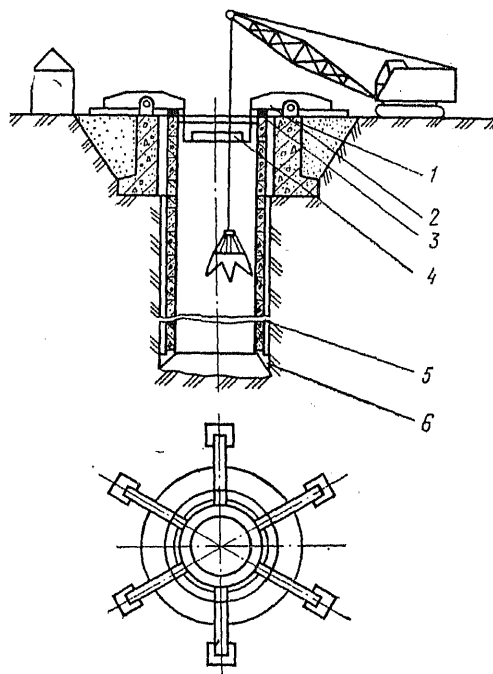


Рис. 15.25. Технологическая схема погружения колодца способом задавливания

1 — опорный воротник; 2 — двухконсольная балка; 3 — гидродомкраты; 4 — полки; 5 — крепь ствола; 6 — ножевая часть

рисунке показана двухконсольная балка с гидродомкратами). Внутри опорной конструкции монтируют ножевую часть, а затем стены колодца в сборном или монолитном варианте до уровня убранных штоков гидродомкратов и начинают циклическое задавливание колодца по мере наращивания стен и выдачи грунта.

Такая технология погружения колодцев позволяет вести строительство опускных сооружений практически без отклонения от вертикали и может быть использована для возведения шахтных стволов, насосных станций, береговых водозаборов, опор мостов и других объектов.

В качестве анкерующих устройств можно рекомендовать применение анкеров в грунте.

Опускной колодец рассчитывается на погружение с учетом врезания ножа в забой: в песках — на 1,5 м; в супесях и суглинках — на 0,75 м; в глинах — на 0,5 м; в неустойчивых обводненных грунтах (пльвунах) — не менее чем на 2 м.

Проверку прочности и трещиностойкости колодца следует производить для случаев исправления кренов колодца, когда вся домкратная нагрузка сосредоточена на $1/8$ окружности торца оболочки.

Число домкратов назначается в зависимо-

сти от грузоподъемности и диаметра погружаемого колодца. При погружении колодцев диаметром 3—6 м принимается 3—4 домкрата, при диаметре 6—10 м — 4—6 домкратов, при погружении опускных колодцев больших диаметров следует предусматривать установку домкратов не реже чем через 6—7 м окружности торца.

15.6. ОСНОВНЫЕ МАШИНЫ И МЕХАНИЗМЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ПРИ СООРУЖЕНИИ И ОПУСКАНИИ КОЛОДЦЕВ (ТАБЛ. 15.5—15.7)

ТА Б Л И Ц А 15.7. ВИБРАТОРЫ ДЛЯ УПЛОТНЕНИЯ БЕТОННОЙ СМЕСИ

Марка вибратора	Мощность электродвигателя, кВт	Напряжение, В	Частота колебаний, мин ⁻¹	Возмущающая сила, кН	Ресурс до списания, ч	Масса, кг
ИВ-99	0,25	36, 200, 380	3000	4	1600	14
ИВ-98	0,55	36, 200, 380	3000	10	1300	24
ИВ-76	0,6	220	6000	7	550	13
ИВ-22	0,8	220, 380	3000	16	1400	51
ИВ-24	1,2	220, 380	3000	30	1400	80

ТА Б Л И Ц А 15.5. ГРУНТОВЫЕ НАСОСЫ ДЛЯ ПЕРЕКАЧИВАНИЯ АБРАЗИВНЫХ ГИДРОСМЕСЕЙ С рН=6÷8, ПЛОТНОСТЬЮ ДО 1300 кг/м³ И ТЕМПЕРАТУРОЙ ДО 70 °С

Наименование	Марка насоса	Подача, м³/ч	Напор, м	Мощность электродвигателя, кВт	Частота вращения, мин ⁻¹	КПД, %	Наработка на отказ, ч	Ресурс до первого капитального ремонта, ч	Габариты, мм	Масса, кг
Агрегат электронасосный из чугуна 14Х28Н2 на плите с электродвигателем АО-2-71-4 То же, с электродвигателем АО-2-91-6 То же, из стали 55Л-1 на плите с электродвигателем АК113-8 То же, с электродвигателем АО-2-81-4 То же, с торцевым уплотнением на плите с электродвигателем 4А250М-4	ГрУ-160/16 (5ГрУЛ-12)	160	16	22	1500	62	1700	3900	1650×615×785	613
	ГрУ-400/20 (8ГрУЛ-12)	400	20	55	1000	64	1700	3900	2320×895×1040	1360
	ГрУ-800/40 (10ГрУЛ-12)	800	40	200	725	65	1700	3900	3180×1183×1040	4325
	ГрТ100/40 ГрТ160/31,5 ГрТ160/71а-Б	100 160 160	40 31,5 63	40 40 90	1500 1500 1500	55 66 57	1700 1700 1700	3900 3900 3900	1775×715×770 1840×730×770 2180×820×880	800 913 1523

ТА Б Л И Ц А 15.6. ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТЬ ГУСЕНИЧНЫХ КРАНОВ В ЦИКЛАХ ЗА СМЕНУ

Вид работ	Производительность крана	
	Э-652	Э-1252
Подача бетона в бадьях вместимостью 1—1,6 м³ . . .	82	79
Подъем грунта в бадьях вместимостью 2—2,5 м³ . . .	96—119	94—117
Установка щитовой опалубки, плит-оболочек, армостоек и армокаркасов . . .	27	27

15.7. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 15.1. Рассчитать колодец внутренним радиусом $r_w=8$ м, глубиной $H_w=9,7$ м на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства. Колодец погружается без тиксотропной рубашки с применением водопонижения.

Геологический разрез и физико-механические характеристики грунтов приведены на рис. 15.26.

Решение. Предварительное значение осредненной по высоте толщины стенки колодца $b_w=1$ м. Наружный радиус колодца $r=r_w+b_w=8+1=9$ м. Определяем для каждого слоя грунта приведенные высоты лежащих выше слоев грунта:

$$h_1 = \gamma_1 H_1 / \gamma_2 = 19 \cdot 1,96 / 18,5 = 2 \text{ м.}$$

$$h_2^* = \gamma_2 (H_2 + h_1^*) / \gamma_3 = 18,5 (3,55 + 2) / 19 = 5,4 \text{ м;}$$

$$h_3^* = \gamma_3 (H_3 + h_2^*) / \gamma_4 = 19 (0,8 + 5,4) / 19 = 6,2 \text{ м.}$$

Для вычисления основного давления грунта p_g [см. формулы (15.4) и (15.5)] по рис. 15.0—15.12 определяем коэффициенты K_p и n , а также функции F_1 , F_2 и F_3 . Полученные значения p_g напомним на рис. 15.27, а.

1. На поверхности земли $h_0=0$ м; $\gamma_1=19$ кН/м³; $\phi_1=17^\circ$; $h_2/r=0/9=0$; $n=1,0$; $F_1=0$; $F_2=0,55$; $K_p=0,2$:

$$p_{g0} = (1 + 0,2) (0 + 20 \cdot 0,55) = 1,3 \text{ кПа.}$$

2. На отметке 1,96 для лежащего выше грунта

$h_1=1,96$ м; $\gamma_1=19$ кН/м³; $\phi_1=17^\circ$; $h_2/r=1,96/9=0,22$; $n=0,87$; $F_1=0,11$; $F_2=0,49$; $K_p=0,2$:

$$p_{g1} = (1 + 0,2) (19 \cdot 9 \cdot 0,11 + 20 \cdot 0,49) = 34 \text{ кПа.}$$

На отметке 1,96 для лежащего ниже грунта $h_1=2$ м; $\gamma_2=18,5$ кН/м³; $\phi_2=25^\circ$; $h_2^*/r=2/9=0,22$; $n=0,88$; $F_1=0,075$; $F_2=0,34$; $K_p=0,28$:

$$p'_{g1} = (1 + 0,28) (18,5 \cdot 9 \cdot 0,075 + 20 \cdot 0,34) = 25 \text{ кПа.}$$

3. На отметке 5,51 для лежащего выше грунта $h_2=H_2+h_1=3,55+2=5,55$ м; $\gamma_2=18,5$ кН/м³; $\phi_2=25^\circ$; $h_2/r=5,55/9=0,62$; $n=0,72$; $F_1=0,19$; $F_2=0,26$; $K_p=0,26$:

$p_{g2} = (1 + 0,26) (18,5 \cdot 9 \cdot 0,19 + 20 \cdot 0,26) = 46 \text{ кПа}$.

На отметке 5,51 для лежащего ниже грунта $h'_2 = 5,4 \text{ м}$; $\gamma_3 = 19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_3 = 10^\circ$; $K_c = 15 \text{ кПа}$; $h_2/r = 5,4/9 = 0,6$; $n = 0,67$; $F_1 = 0,375$; $F_2 = 0,59$; $F_3 = 2,3$; $K_p = 0,15$:

$p'_{g2} = (1 + 0,15) (19 \cdot 9 \cdot 0,375 + 20 \cdot 0,59 - 15 \cdot 2,3) = 48 \text{ кПа}$.

4. На отметке 6,31 для лежащего выше грунта $h_3 = H_3 + h'_2 = 0,8 + 5,4 = 6,2 \text{ м}$; $\gamma_3 = 19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_3 = 10^\circ$; $K_c =$

$= 15 \text{ кПа}$; $h_3/r = 6,2/9 = 0,69$; $n = 0,62$; $F_1 = 0,45$; $F_2 = 0,58$; $F_3 = 2,4$; $K_p = 0,15$:

$p_{g3} = (1 + 0,15) (19 \cdot 9 \cdot 0,45 + 20 \cdot 0,58 - 15 \cdot 2,4) = 60 \text{ кПа}$.

На отметке 5,31 для лежащего ниже грунта $h'_3 = 6,2 \text{ м}$; $\gamma_4 = 19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_4 = 15^\circ$; $K_c = 5 \text{ кПа}$; $h'_3/r = 6,2/9 = 0,69$; $n = 0,65$; $F_1 = 0,35$; $F_2 = 0,42$; $F_3 = 2,1$; $K_p = 0,19$:

$p'_{g3} = (1 + 0,19) (19 \cdot 9 \cdot 0,35 + 20 \cdot 0,42 - 5 \cdot 2,1) = 69 \text{ кПа}$

5. На отметке 7,50 для лежащего выше грунта $h_4 = H_4 + h'_3 = 1,19 + 6,2 = 7,39 \text{ м}$; $\gamma_4 = 19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_4 = 15^\circ$; $K_c = 5 \text{ кПа}$; $h_4/r = 7,39/9 = 0,82$; $n = 0,62$; $F_1 = 0,4$; $F_2 = 0,41$; $F_3 = 2,2$; $K_p = 0,19$:

$p_{g4} = (1 + 0,19) (19 \cdot 9 \cdot 0,4 + 20 \cdot 0,41 - 5 \cdot 2,2) = 78 \text{ кПа}$

6. На отметке 8,00 для лежащего выше грунта $h_5 = H_5 + H_4 + h'_3 = 0,5 + 1,19 + 6,2 = 7,89 \text{ м}$; $\gamma_4 = 19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_4 = 15^\circ$; $K_c = 5 \text{ кПа}$; $h_5/r = 7,89/9 = 0,88$; $n = 6,1$; $F_1 = 0,42$; $F_2 = 0,4$; $F_3 = 2,2$; $K_p = 0,19$:

$p_{g5} = (1 + 0,19) (19 \cdot 9 \cdot 0,42 + 20 \cdot 0,4 - 5 \cdot 2,2) = 82 \text{ кПа}$

7. На отметке 9,70 для лежащего выше грунта $h_6 = H_4 + H_5 + H_6 + h'_3 = 1,19 + 0,5 + 1,7 + 6,2 = 9,59 \text{ м}$; $\gamma_4 = 19 \text{ кН/м}^3$; $\varphi_4 = 15^\circ$; $K_c = 5 \text{ кПа}$; $h_6/r = 9,59/9 = 1,07$; $n = 0,56$; $F_1 = 0,49$; $F_2 = 0,38$; $F_3 = 2,3$; $K_p = 0,18$:

$p_{g6} = (1 + 0,18) (19 \cdot 9 \cdot 0,49 + 20 \cdot 0,38 - 5 \cdot 2,3) = 94 \text{ кПа}$.

Удельные силы трения грунта (рис. 15.27, б) определяем по формуле (15.13):

на отметке 0,00	$t_0 = 13 \cdot 0,3057 = 4 \text{ кПа}$
на отметке 1,86	$t_1 = 34 \cdot 0,3057 = 10 \text{ кПа}$
	$t_1 = 25 \cdot 0,4663 = 12 \text{ кПа}$
на отметке 5,51	$t_2 = 46 \cdot 0,4663 = 21 \text{ кПа}$
	$t_2 = 48 \cdot 0,1763 + 15 = 24 \text{ кПа}$
на отметке 6,31	$t_3 = 60 \cdot 0,1763 + 15 = 26 \text{ кПа}$
	$t_3 = 69 \cdot 0,2679 + 5 = 24 \text{ кПа}$
на отметке 7,50	$t_4 = 78 \cdot 0,2679 + 5 = 26 \text{ кПа}$
на отметке 8,00	$t_4 = 82 \cdot 0,2679 + 5 = 27 \text{ кПа}$
на отметке 9,70	$t_6 = 94 \cdot 0,2679 + 5 = 30 \text{ кПа}$

Силу трения грунта для расчета на погружение находим по выражению (15.14):

$$T_2 = 6,28 \cdot 9 \left(\frac{4 + 10}{2} \cdot 1,96 + \frac{12 + 21}{2} \cdot 3,55 + \frac{24 + 25}{2} \cdot 0,8 + \frac{24 + 26}{2} \cdot 1,19 \right) + 6,28 \cdot 9,2 \left(\frac{26 + 27}{2} \cdot 0,5 + \frac{27 + 30}{2} \cdot 1,7 \right) = 6897 + 3565 = 10462 \text{ кН}$$

Вес колодца, необходимый для погружения на проектную глубину, вычисляем по зависимости (15.24):

$G_w = 1,15 \cdot 10462 = 12031 \text{ кН}$.

Вес колодца после уточнения размеров

$G_w = n \gamma_0 V_w = 0,9 \cdot 25 \cdot 540 = 12150 \text{ кН}$.

Силу трения T_1 определяем по формуле (15.15):

$T_1 = 0,5 T_2 = 0,5 \cdot 10462 = 5231 \text{ кН}$.

Вес грунта, находящегося выше уступа ножа,

$G_g = 0,9 \cdot 19 = 6,28 \cdot 9,15 \cdot 0,1 \cdot 7,5 = 737 \text{ кН}$.

Вес днища

$G_p = 0,9 \cdot 1,5 \cdot 25 \cdot 3,14 (8,2 + 8,7)^2/2 = 7567 \text{ кН}$.

Расчет на всплывание выполняем по зависимости (15.40):

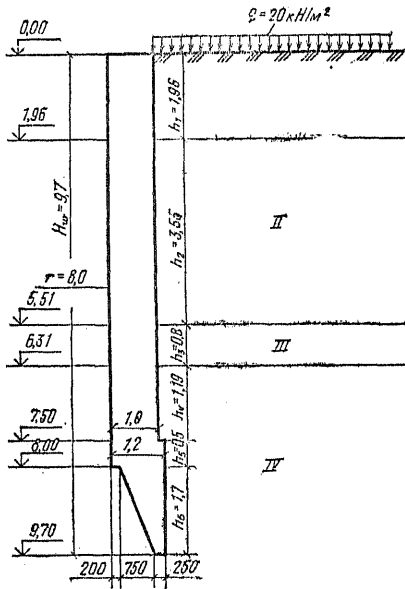


Рис. 15.26. К примеру 15.1

I — насыпной грунт; $\gamma_1 = 19 \text{ Н/м}^3$, $\varphi_1 = 17^\circ$; II — песок мелкозернистый светлый; $\gamma_2 = 18,5 \text{ Н/м}^3$, $\varphi_2 = 25^\circ$; III — глина ленточная пылеватая пластичная; $\gamma_3 = 19 \text{ Н/м}^3$, $\varphi_3 = 10^\circ$, $K_c = 1,5 \cdot 10^4 \text{ Па}$; IV — суглинок пылеватый пластичный; $\gamma_4 = 19 \text{ Н/м}^3$, $\varphi_4 = 15^\circ$, $K_c = 0,5 \cdot 10^4 \text{ Па}$

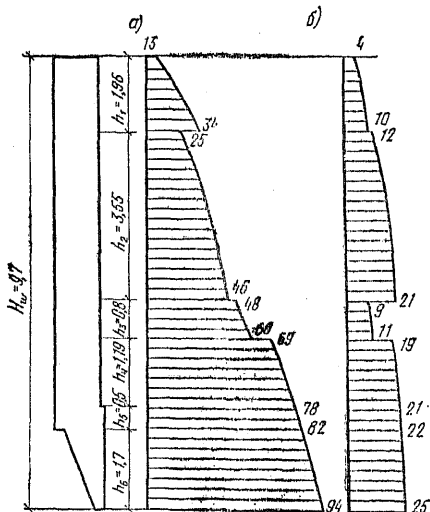


Рис. 15.27. Эпюры давления грунта (а) и удельных сил трения (б) для условий строительства

$$\gamma_{em} = \frac{12\,150 + 5270 + 737 + 7567}{3,14 \cdot 9,2^2 \cdot 6,8 \cdot 10} = \frac{25\,685}{18\,020} = 1,42.$$

Давление грунта p_{q3} находим по формуле (15.11):

$$p_{q3} = \frac{12\,150 - 1,15(6897 + 6,28 \cdot 9,2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 5)}{3,14 \cdot 9,2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,2679} - \frac{2(78 + 94)}{2} = 205 - 172 = 33 \text{ кПа}.$$

Коэффициент неравномерности бокового давления грунта K_u определяем по уравнению (15.9):

$$K_u = 1 + 33/86 = 1,38.$$

Находим : агрзуку на 1 пояс, равный 2 м:

$$p = p_{q3} + \frac{p_{q3} + p_{q6}}{2} \frac{h_6}{2} = 82 + \frac{82 + 94}{2} \frac{1,7}{2} = 156,8 \text{ кПа}.$$

Интенсивность этой нагрузки $q = 156,8 \text{ кН/м}$, тогда по формулам

$$M_a = -0,1488qr^2 (k_u - 1);$$

$$M_b = 0,1366qr^2 (k_u - 1);$$

$$N_a = qrm [1 + 0,7854 (K_u - 1)];$$

$$N_b = qrm [1 + 0,5 (K_u - 1)]$$

находим:

$$M_a = -0,1488 \cdot 156,8 \cdot 8,55^2 (1,38 - 1) = 648 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_b = 0,1366 \cdot 156,8 \cdot 8,55^2 (1,38 - 1) = 595 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_a = 156,8 \cdot 8,55 [1 + 0,7854 (1,38 - 1)] = 1740 \text{ кН};$$

$$N_b = 156,8 \cdot 8,55 [1 + 0,5 (1,38 - 1)] = 1596 \text{ кН}.$$

Пример 15.2. Рассчитать колодец, рассмотренный в примере 15.1, на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях эксплуатации (рис. 15.28).

Решение. Основное давление грунта p_g до отметки 5,51 определяем по рис. 15.9–15.12, так же как и в примере 15.1 (рис. 15.29), и наносим полученные значения на рис. 15.29.

Ординаты эпюры давления для глинистых грунтов (ниже отметки 5,51 м) определяем по формуле (15.19).

1. На отметке 5,51 м для лежащего ниже грунта $h_3' = 8,01 \text{ м}$; $\gamma_3 = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi_3 = 10^\circ$; $K_h = 0,7$:

$$p'_{q3} = 0,7 (10 \cdot 8,01 + 40) = 84 \text{ кПа}.$$

2. На отметке 6,31 для лежащего выше грунта $h_4' = H_4 + h_3' = 0,8 + 8,01 = 8,81 \text{ м}$; $\gamma_4 = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi_4 = 10^\circ$; $K_h = 0,7$:

$$p_{q4} = 0,7 (10 \cdot 8,81 + 40) = 90 \text{ кПа}.$$

На отметке 6,31 для лежащего ниже грунта $h_4' = 8,81 \text{ м}$; $\gamma_5 = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi_5 = 15^\circ$; $K_h = 0,5$:

$$p'_{q4} = 0,5 (10 \cdot 8,81 + 40) = 64 \text{ кПа}.$$

На отметке 7,50 для лежащего выше грунта $h_5 = H_5 + h_4 = 1,19 + 8,81 = 10 \text{ м}$; $\gamma_5 = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi_5 = 15^\circ$; $K_h = 0,5$:

$$p_{q5} = 0,5 (10 \cdot 10 + 40) = 70 \text{ кПа}.$$

4. На отметке 8,00 для лежащего выше грунта $h_6 = H_6 + h_5 = 0,5 + 10 = 10,5 \text{ м}$; $\gamma_6 = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi_6 = 15^\circ$; $K_h = 0,5$:

$$p_{q6} = 0,5 (10 \cdot 10,5 + 40) = 73 \text{ кПа}.$$

5. На отметке 9,70 для лежащего выше грунта $h_7 = H_7 + h_6 = 1,7 + 10,5 = 12,2 \text{ м}$; $\gamma_7 = 10 \text{ кН/м}^3$; $\phi_7 = 15^\circ$; $K_h = 0,5$:

$$p_{q7} = 0,5 (10 \cdot 12,2 + 40) = 81 \text{ кПа}.$$

Определяем нагрузку на I пояс:

$$p = 73 + \frac{73 + 81}{2} \frac{1,7}{2} = 134 \text{ кПа}.$$

Интенсивность этой нагрузки 134 кН/м . Тогда:

$$M_a = -0,1488 \cdot 134 \cdot 8,55^2 (1,1 - 1) = 146 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_b = 0,1366 \cdot 134 \cdot 8,55^2 (1,1 - 1) = 134 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_a = 134 \cdot 8,55 [1 + 0,7854 (1,1 - 1)] = 1230 \text{ кН};$$

$$N_b = 134 \cdot 8,55 [1 + 0,5 (1,1 - 1)] = 1200 \text{ кН}.$$

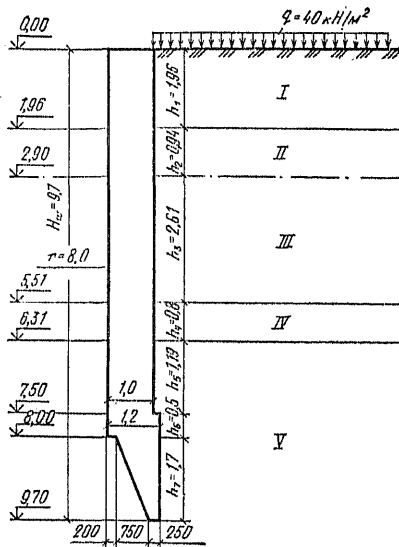


Рис. 15.28. К примеру 15.2

I — насыпной грунт: $\gamma_1 = 19 \text{ кН/м}^3$, $\phi_1 = 17^\circ$; II — песок мелкозернистый светлый: $\gamma_2 = 18,5 \text{ кН/м}^3$, $\phi_2 = 25^\circ$; III — то же, $\gamma_3 = 10 \text{ кН/м}^3$, $\phi_3 = 25^\circ$; IV — глина ленточная пылеватая пластичная: $\gamma_4 = 10 \text{ кН/м}^3$, $\phi_4 = 10^\circ$, $K_c = 1,5 \text{ кПа}$; V — суглинок пылеватый пластичный: $\gamma_5 = 10 \text{ кН/м}^3$, $\phi_5 = 15^\circ$, $K_c = 5 \text{ кПа}$

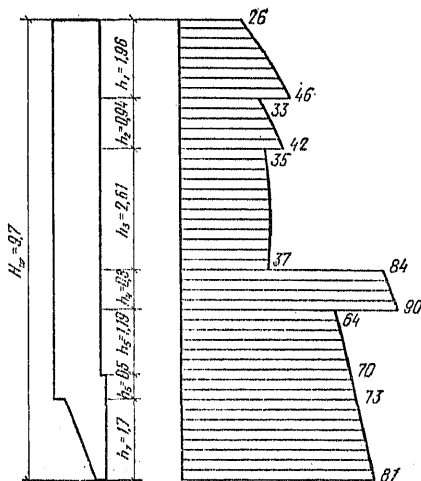


Рис. 15.29. Эпюра давления грунта (для условий эксплуатации)

Определяем сжимающее усилие от гидростатического давления воды на отметке 8,00:

$$N = \rho g h = 51 \cdot 8,55 = 436 \text{ кН.}$$

Окончательно получим:

$$M_a = 146 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_b = 134 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_a = 1230 + 436 = 1666 \text{ кН};$$

$$N_b = 1200 + 436 = 1636 \text{ кН.}$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байцур А. И. Опускные колодцы. — Киев: Будівельник, 1972. — 205 с.
2. Ивахнюк В. А. Опускные сооружения в строительстве горных предприятий. — М.: Недра, 1973. — 134 с.
3. Силин К. С., Глотов Н. М. Опускные колодцы. — М.: Транспорт, 1971. — 229 с.

Глава 16. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ, УСТРАИВАЕМЫХ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ»

16.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Способ «стена в грунте» основан на применении глинистого раствора (суспензии) для удержания в вертикальном положении стен траншей при их разработке и последующем заполнении бетонной смесью, сборными железобетонными конструкциями или противодиффузионными материалами. Способ «стена в грунте» позволяет отказаться от применения металлического шпунта, проката и труб для крепления стен котлованов. Особенно эффективен этот способ при заглублении стен в водоупорные грунты, что дает возможность полностью исключить глубинное водопонижение. «Стены в грунте» могут быть использованы в качестве несущих или ограждающих конструкций, фундаментов, противодиффузионных завес и т. д.

Применение способа «стена в грунте» не допускается на площадках с геологически неустойчивыми условиями (карст, оползни и т. п.), в крупнообломочных грунтах с незаполненными пустотами между зернами грунта, в илах текучей консистенции.

Способ «стена в грунте» рекомендуется применять при проектировании:

сооружений и зданий промышленных предприятий и объектов гражданского назначения (подземные этажи и фундаменты производственных, общественных и жилых зданий, дробильные цехи горно-обогатительных предприятий, бункерные ямы, подземные технологические галереи и помещения другого назначения);

транспортных сооружений (подземные переходы и проезды под улицами и дорогами, станции и тоннели метрополитенов мелкого заложения, подземные автомагистрали);

гидротехнических сооружений (водозаборы и насосные станции, противодиффузионные завесы плотин и дамб, сухие доки, шлюзы, набережные, причальные стены и др.);

защиты котлованов и карьеров от притока подземных вод (противодиффузионные завесы).

В условиях плотной застройки городов и промышленных площадок, способ «стена в грунте» весьма эффективен, так как позволяет устраивать подземные сооружения вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости и создания дополнительных динамических нагрузок.

Стены проектируются монолитными или

сборными из железобетонных элементов заводского изготовления.

Для монолитных стен применяется тяжелый бетон марки не ниже М 200, а для сборных конструкций — не ниже М 300. В обводненных грунтах применяется бетон марки по водопроницаемости не ниже В2, по морозостойкости не ниже Мрз 50.

При проектировании сооружений, возводимых способом «стена в грунте», как правило, специальной гидроизоляции не предусматривается. В особо ответственных случаях возможно применение торкрета, кремнийорганической (и других видов) гидроизоляции, наносимой на наружную сторону стеновых панелей до их установки в траншею. Металлическая гидроизоляция в монолитных и сборных стенах применяется в исключительных случаях при соответствующем обосновании.

В каждом конкретном случае наземные части зданий, опирающиеся на подземные части, возведенные способом «стена в грунте», должны быть отделены деформационными швами от конструкций, фундаменты которых могут иметь другую осадку.

Рабочая документация при проектировании подземных сооружений, возводимых способом «стена в грунте», как правило, должна разрабатываться одновременно с проектом производства работ. Если разрабатывается только рабочая документация (конструктивная часть), то в ее составе должны быть основные положения по производству работ, в том числе:

сведения о требуемых механизмах для разработки траншей;

данные о рекомендуемых глинах для приготовления глинистой суспензии;

сведения об основных показателях качества глинистой суспензии (плотность, стабильность, суточный отстой, распыл);

технологическая схема производства работ по разработке траншеи с разбивкой на захватки;

схемы заполнения траншеи монолитным бетоном или сборными элементами.

16.2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАЗРАБОТКИ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Рабочая документация и проект производства работ подземного сооружения, возводимого способом «стена в грунте», разрабатываются на основании технического задания на проектирование, включающего:

внутренние размеры, конфигурацию, расположение перегородок и перекрытий проектируемого помещения;

класс сооружения;

требования по допустимой влажности в помещении;

эксплуатационные нагрузки на сооружение;

нагрузки на территории вблизи проектируемых сооружений и нагрузки от существующих зданий и сооружений;

топографический план площадки в масштабе 1:500 с указанием планировочных и привязочных данных, а также всех существующих на площадке объектов, инженерных сетей, подъездных путей и т. п.

материалы о гидрогеологических условиях площадки и инженерно-геологических изысканиях, выполненных по сетке скважин не более 20×20 м или по трассе сооружения не реже чем через 20 м; инженерно-геологическое строение площадки изучается на глубину не менее 10 м ниже подошвы стены, для несущих стен на глубину не менее чем $1,5H + 5$ м (где H — глубина основного сооружения); все свойства грунтов в процессе инженерно-геологических изысканий исследуются по стандартной методике в соответствии с нормативными документами на инженерно-геологические изыскания для строительства, заданием и программой изысканий;

источники водоснабжения и их возможные расходы;

места возможных отвалов грунтов;

источники энергоснабжения с указанием их мощности, напряжения и мест подключения.

16.3 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Сооружения, возводимые способом «стена в грунте», могут иметь в плане любую форму, которая определяется их технологическим назначением. Глубина ограничивается, как правило, возможностью механизмов для разработки траншеи и технологическими требованиями.

Стены сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте», должны располагаться от существующих зданий или сооружений на расстоянии a , ориентировочно определяемом по формулам:

$$\text{при } B_t/z_t < 2 a \geq B_t/2; \quad (16.1)$$

$$\text{при } B_t/z_t \geq 2 a > z_t \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (16.2)$$

где B_t — длина захватки, т. е. длина одновременно бетонизируемого участка монолитной стены или одновременно монтируемого участка сборной стены, м; z_t — глубина траншеи, м; φ — расчетное значение

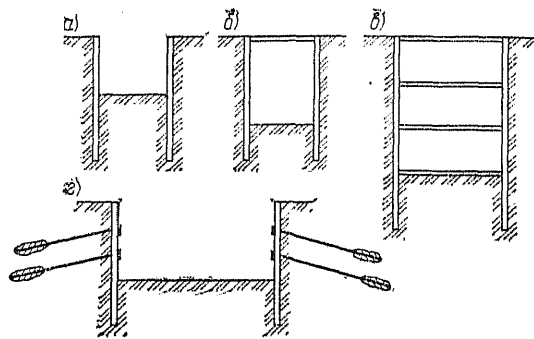


Рис. 16.1. Схемы сооружений с параллельными стенами

a — консольные стены с заделкой нижней части в грунт; $б$ и $в$ — стены с одно- и многоярусным креплением по высоте распорками; $г$ — стены с креплением анкерами

угла внутреннего трения грунта (при разнородных напластованиях грунта принимается средневзвешенное значение φ).

Если заданным является расстояние a , то эти формулы позволяют выбрать длину захватки B_t .

При проектировании подземных сооружений или ограждающих стен котлованов вблизи существующих зданий следует принимать минимальную длину захватки, увеличивать плотность глинистого раствора и добиваться максимального превышения уровня раствора над уровнем подземных вод (не менее 1,5 м).

Конструктивные схемы стен подземных сооружений выбираются в зависимости от размеров сооружений, их формы в плане, характера и величин расчетных нагрузок, гидрогеологических условий площадки строительства и других факторов. Конструктивные схемы прямоугольных в плане сооружений (с параллельными стенами) (рис. 16.1), применяются при возведении транспортных тоннелей, подземных гаражей и других сооружений. Насосные станции различного назначения, резервуары и т. п., как правило, проектируются круглого очертания в плане [1, 2].

Если устойчивость стен сооружения не обеспечивается заделкой их в грунт, то проектом должны предусматриваться распорные или анкерные конструкции. Распорные конструкции (ими могут быть также постоянные междуэтажные перекрытия) принимаются при расстоянии между параллельными несущими стенами подземных сооружений до 15 м. При расстоянии между стенами свыше 15 м, когда установка распорных конструкций затруднена, устойчивость стен должна обеспечиваться применением соответствующих анкеров. Расстояния между распорными конструкциями или анкерами по высоте и в плане определяются расчетом.

Размеры заглубленных помещений, отметка их пола (днища), расположение перегородок и промежуточных перекрытий принимаются в соответствии с заданием на проектирование. Общая глубина стен определяется глубиной сооружения плюс необходимая длина заделки в грунт ниже дна котлована в строительный период.

При проектировании стен в грунте в зависимости от гидрогеологических условий строительной площадки необходимо учитывать следующее:

1) при расположении подземного сооружения в сухих и водонасыщенных грунтах и отсутствии водоупора глубина заделки стены в грунт определяется статическим расчетом;

2) при расположении подземного сооружения в водонасыщенных грунтах и сравнительно неглубоком расположении водоупора глубина заделки стены определяется также статическим расчетом, но с учетом возможности заглубления стены в водоупор с целью обеспечения производства работ по разработке грунта внутри ограждения без применения водоотлива или водопонижения, при этом низ стены рекомендуется заглублять в скальные грунты, плотные глины и мергель на 0,5—1 м, а в суглинки пластичные на 1—1,5 м.

При заглублении сооружений в водоупорный слой следует проверять расчетом возможность прорыва напорными водами водоупорного слоя.

Сооружения, располагаемые ниже горизонта грунтовых вод, после устройства днища следует рассчитывать на всплывание в любых грунтах, за исключением случая, когда под днищем предусматривается постоянно действующий дренаж. Расчет на всплывание производится аналогично соответствующим расчетам для опускных колодцев. Днища подземных сооружений, стены которых устраиваются способом «стена в грунте», проектируются аналогично днищам опускных колодцев (см. гл. 15).

А. СТЕНЫ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Толщина несущих монолитных стен определяется расчетом по прочности и с учетом оборудования, применяемого для устройства траншеи. В зависимости от применяемого землеройного оборудования толщина несущих монолитных стен может приниматься 40, 60, 80 и 100 см.

При проектировании монолитных стен следует предусматривать устройство их захватками минимальной длины 3—6 м для обе-

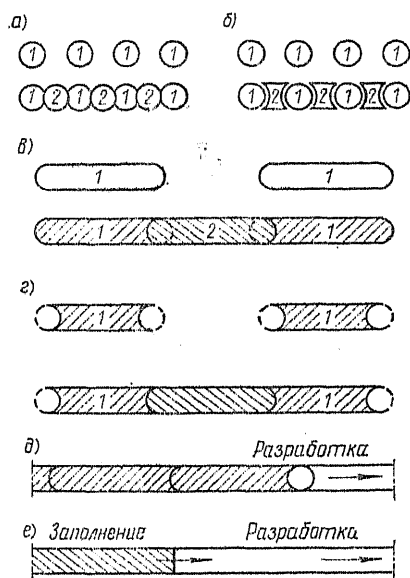


Рис. 16.2. Схемы устройства монолитных стен
а — пересекающиеся сваи; б — соединяющиеся сваи;
в — пересекающиеся траншеи; г — соединяющиеся траншеи (шоз образован разделительными трубами);
д — непрерывная траншея с секционным заполнением; е — то же, с непрерывным заполнением; 1 — скважины и секции траншеи первой очереди; 2 — то же, второй очереди

спечения быстрого темпа бетонирования и сокращения объема глинистого раствора. Объем захватки должен быть не более 50—60 м³. Конструкции монолитных стен проектируются в соответствии с принятой схемой их устройства (рис. 16.2) и требованиями СНиП II-21-75 [4].

Арматурные каркасы монолитных стен выполняются из арматуры периодического профиля и имеют длину на 20—30 см меньше глубины траншеи, ширину на 10—15 см меньше длины захватки, а толщину на 12—15 см меньше ширины траншеи. Расстояние между арматурными стержнями в каркасах принимается не менее 150 мм. Внутри каркасов предусматриваются проемы для установки бетонолитных труб, а с наружных сторон — ограничители (направляющие), обеспечивающие проектное положение арматурного каркаса в траншее и требуемую толщину защитного слоя бетона.

Для установки бетонолитных труб при длине захватки до 4 м принимается один проем в середине каркаса; при длине захватки 4—6 м предусматриваются два проема (при радиусе растекания бетонной смеси не менее 1,5 м).

Каркасы должны обладать достаточной жесткостью, исключающей возможные деформации при их подъеме в вертикальное поло-

жение, и, как правило, проектируются как одно целое на полную глубину траншеи и лишь в исключительных случаях — составными в виде удобных для транспортирования блоков, из которых на строительной площадке монтируются каркасы проектных размеров.

Сопряжения (примыкания днища, перегородок, балок и перекрытий) с монолитными стенами принимаются в виде свободно опирающихся конструкций с помощью штраб в бетонируемой стене, либо в виде жестких соединений. Штрабы для опирания конструкций формируются путем закладки в армокаркасы деревянных коробов, извлекаемых после выемки грунта внутри ограждения. Жесткие соединения проектируются в виде стальных закладных деталей или выпусков арматуры из стали класса А-I, соединяемых с помощью сварки.

Для установки каркасов в траншею необходимо предусматривать отгиб арматурных выпусков заподлицо с плоскостью каркаса.

При проектировании стен из монолитного железобетона необходимо учитывать дополнительные требования: бетон применяется пластичный (литой) с осадкой конуса 16—20 см, крупность заполнителя до 50 мм.

В. СТЕНЫ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Стены из сборного железобетона следует проектировать заанкеренными. Конструкции консольных стен не рекомендуются.

Применение сборного железобетона при

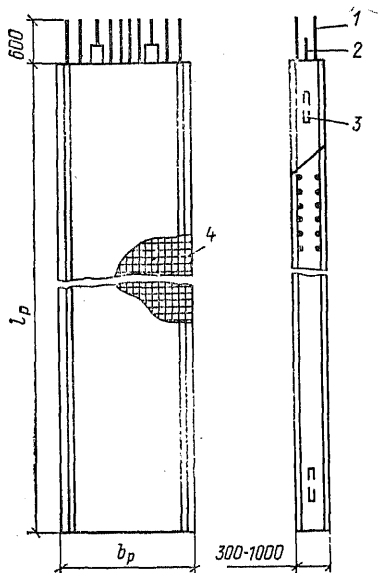


Рис. 16.3. Плоская стеновая панель

1 — выпуски арматуры; 2 — монтажные петли; 3 — закладные детали; 4 — рабочая арматура; l_p — длина панели; b_p — ширина панели

строительстве способом «стена в грунте» имеет следующие преимущества:

высокое качество и малая водопроницаемость бетона сборных панелей;

возможность в заводских условиях придавать необходимую отделку поверхности панелей;

простота размещения закладных деталей для соединения стен с внутренними конструкциями подземного помещения;

возможность уменьшения толщины стен до 15—30 см при глубине их до 10—12 м.

Размеры сборных элементов назначаются в зависимости от глубины стен; результатов расчета на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании, монтаже, строительстве и эксплуатации; вида применяемого оборудования для разработки траншей; грузоподъемности монтажных кранов и транспортных средств; максимально допустимых размеров из условий технологии изготовления.

Сборные стены проектируются из плоских (рис. 16.3), многпустотных (рис. 16.4) и ребристых (рис. 16.5) панелей.

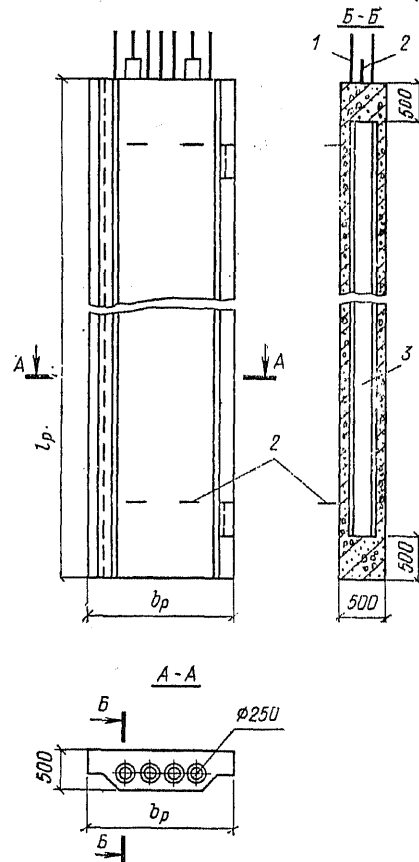


Рис. 16.4. Многпустотная стеновая панель

1 — выпуски арматуры; 2 — монтажные петли; 3 — пустоты

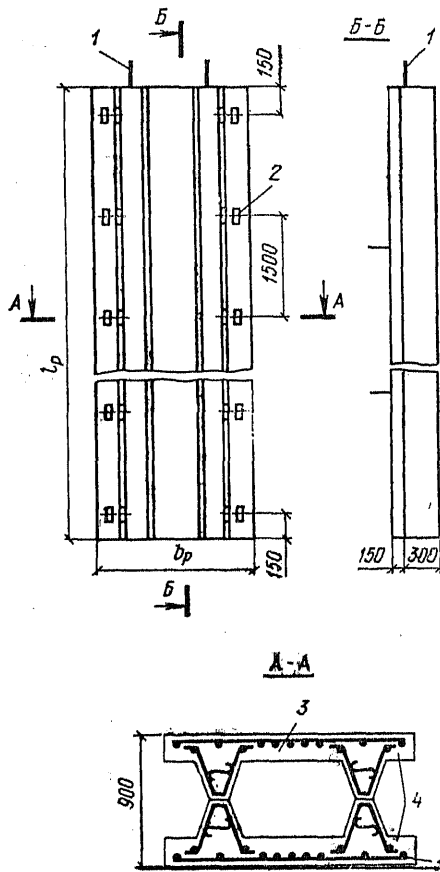


Рис. 16.5. Ребристые стеновые панели и блоки из них
1 — монтажные петли; 2 — закладные детали; 3 — ребристая панель; 4 — стеновой блок

Для панелей принимаются максимально возможные размеры по ширине с целью сокращения числа швов. Ширина панелей назначается 100—350 см, толщина 15—60 см (на 6—10 см меньше ширины траншеи).

Высота отдельных панелей, из которых составляется стена, определяется проектной глубиной стены, возможностью транспортирования и монтажа панелей. Как правило, она составляет 12—14 м.

Конструкции стыков между сборными элементами могут быть рабочими и нерабочими. В рабочих стыках рабочая арматура стыкуемых панелей соединяется равнопрочно, для чего стык выполняется открытым, клинообразным (рис. 16.6). Рабочая арматура наружной и внутренней сетки соединяется с полосовой накладкой, выполненной в виде закладной части панели, а закладные части двух смежных панелей стыкуются между собой накладками. Рабочие стыки заделываются изнутри сооружения по мере разработки грунта насухо. В нерабочих (конструктивных) стыках (см. рис.

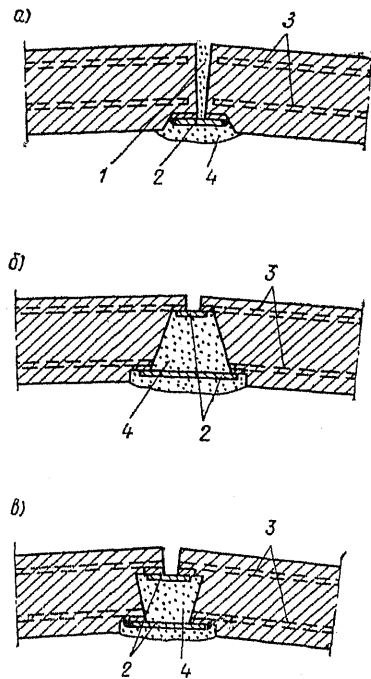


Рис. 16.6. Стыки открытого типа
а — нерабочий; б — рабочий в — рабочий типа «ласточкин хвост»; 1 — цементный раствор; 2 — стальные накладки; 3 — рабочая арматура; 4 — торкрет-бетон

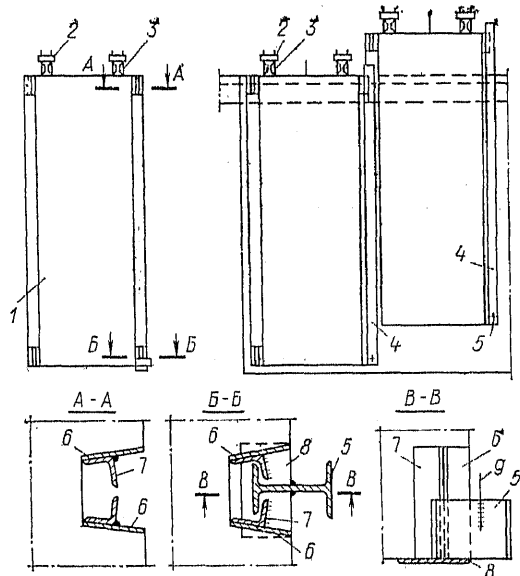


Рис. 16.7. Стыковые соединения
1 — панель; 2 — уголки для подвески панелей на форшахту; 3 — подвески; 4 — инвентарный направляющий двутавр (удаляемый); 5 — двутавры (захваты); 6 — закладные детали; 7 — уголки; 8 — опорный столб; 9 — арматурные стержни

16.6) арматура не стыкуется равнопрочно. Панели соединяются с помощью шпоночных или плоских стыков с накладками.

Стыки между панелями и пространство (пазухи) между панелями и стенами траншей заполняются тампонажными материалами, вид и состав которых назначаются из условия обеспечения требуемой прочности и водонепроницаемости.

Сборные элементы имеют монтажные петли и стальные детали для монтажа и подвески их на форшахту при установке в траншею, а также соответствующие детали стыков соединений панелей между собой (рис. 16.7).

Для сопряжения ограждающих стен с днищем, внутренними стенами и перегородками в сборных элементах необходимо предусматривать штрабы или закладные детали. Штрабы выполняются до бетонирования панелей путем установки деревянных коробов или обрамлений из металлического листа. Закладные детали для присоединения внутренних конструкций устанавливаются так, чтобы их наружная грань была в одной плоскости с бетонной поверхностью панели.

В тех случаях, когда проектируемые стены могут быть заглублены до водоупора, следует применять конструкции смешанного типа. Верхняя часть стен (на глубину подземных помещений плюс величина заделки в грунт) устраивается из сборных панелей, а нижняя (до водоупора) — из монолитного пластичного бетона, при этом нижняя часть конструкции выполняет роль противодиффузионной завесы и служит основанием для сборных панелей, которые заглубляются в монолитную часть не менее чем на 50 см (рис. 16.8).

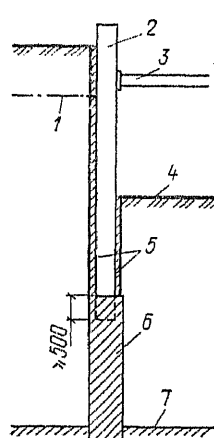


Рис. 16.8. Конструкция стен в грунте смешанного типа
1 — уровень подземных вод; 2 — панель из сборного железобетона; 3 — распорка; 4 — дно котлована; 5 — тампонажный раствор; 6 — участок стены из монолитного бетона; 7 — водоупор

16.4. ОБОРУДОВАНИЕ, ПРИМЕНЯЕМОЕ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СПОСОБОМ «СТЕНА В ГРУНТЕ»

16.4.1. Оборудование для приготовления и очистки глинистой суспензии

При использовании глинопоорошков и комовых глин для приготовления глинистой суспензии используются различные глиносмесители (табл. 16.1).

Для перекачивания глинистых суспензий применяются поршневые грязевые, центробежные шламовые насосы и растворонасосы (табл. 16.2).

Для механической очистки глинистых суспензий служат вибросита (табл. 16.3), а для разделения фракций твердой фазы с помощью центробежных сил (табл. 16.4) — гидроциклонные установки.

ТАБЛИЦА 16.1. ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СМЕСИТЕЛЕЙ ДЛЯ ПРИГОТОВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ СУСПЕНЗИЙ

Показатели	Марка смесителя						Смеситель-диспергатор
	МГ2-4 и Г-2-ГГ2-4	РМ-500	РМ-750	ГКЛ-2М	СПП-70	ФСМ-8	
Вместимость, м ³	4	0,5	0,75	2	—	—	0,6
Производительность, м ³ /ч:							
на комовой глине	4	—	—	—	—	10—12	—
на глинопоорошке	6	3—5	4—8	2—4	До 70	20—25	4—5
Мощность электродвигателя, кВт	14	4,5	7—10	14	56	28	10
Частота вращения вала смесителя, с ⁻¹	1,58	8,3	9,5	1,67—3	—	8,3	25
Габариты, мм:							
длина	3890	1500	2000	2450	1500	1950	1760
ширина	3015	1400	1100	2150	1815	1530	400
высота	1455	1300	1100	1500	2155	1410	600
Масса, т	3,565	0,35	0,512	1,985	1,994	1,4	0,305

ТАБЛИЦА 16.2. ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НАСОСОВ ДЛЯ ПЕРЕКАЧИВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ СУСПЕНЗИЙ

Показатели	Марка насоса					
	НГР250/50	НГР	9МГР	ШН-150	ШН-200	С-317А
Подача насоса, л/с	5	5 3,75	6,11 10 16,66	41,66	55,55	1,66
Давление, МПа	5	5; 6,3	10; 6; 3,5	0,3	0,4	1,5
Мощность электродвигателя, кВт	38	48	100	28	—	7
Габариты, мм:						
длина	1444	1870	2630	685	—	1040
ширина	876	990	1040	610	—	560
высота	932	1510	1630	640	—	1000
Масса, т	0,733	1,15	1,76	0,223	—	0,39

ТАБЛИЦА 16.3. ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОДИННАРНЫХ И СДВОЕННЫХ ВИБРОСИТ

Показатели	Марка вибросита		
	СВ-1	СВС-2	СВ-2
Пропускная способность, л/с	20	20—55	50—80
Рабочая площадь сетки, м ²	1,25	2,5	2,6
Число отверстий на дюйм при диаметре:			
0,25 мм	40	40	40
0,35 »	30	30	30
Частота колебаний, мин ⁻¹	1400	1400, 1600, 1800, 2000	1600, 2000
Мощность электродвигателя, кВт	2,8	2,8×2	2,8×2
Габариты, мм	1875×2190×725	3500×3200×1800	—
Масса, т	0,725	1,654	1,425

ТАБЛИЦА 16.4. ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГИДРОЦИКЛОННЫХ И СИТОГИДРОЦИКЛОННЫХ УСТАНОВОК

Показатели	Марка гидроциклонной установки			
	2СГУ	4СГУ	ОГХ-8Б	ОГХ-8А
Производительность, л/с	30	60	5	2,5
Число сит	1	2	—	—
Число гидроциклонов	2	4	1	1
Насосная установка:				
тип	ВШН-150	ВШН-150	ВН-4	ВНМ-18×30
мощность, кВт	30,8	61,6	4,5	3,5
Габариты, мм:				
длина	2400	4250	1670	1485
ширина	1700	2400	420	850
высота	2465	3400	1435	1450
Масса, т	2,25	4,42	0,28	0,295

16.4.2. Оборудование для разработки траншей

Для разработки траншей под защитой глинистой суспензии могут применяться землеройные машины общего назначения (драглайны, обратные лопаты), буровые станки вращательного бурения и специальные ковшовые и фрезерные агрегаты.

При проектировании несущих «стен в грунте» следует применять машины ковшового типа: самонаправляющийся плоский грейфер СГФ-600 ГПИ Фундаментпроект Минмонтаж-

спецстроя СССР, широкозахватный грейфер и траншейный штанговый экскаватор НИИСП Госстроя СССР, грейфер института Гидро-спецпроект Минэнерго СССР, гидравлический грейфер с напорной телескопической штангой на базе экскаватора ЭО-5122. При проектировании противофильтрационных завес рекомендуется наряду с машинами ковшового типа применять бурофрезерные машины, например агрегаты СВД-500 Киевского ПКО Гидропроекта им. Жука Минэнерго СССР, барражные машины института ВНОГЕМ Минчермета СССР и т. д.

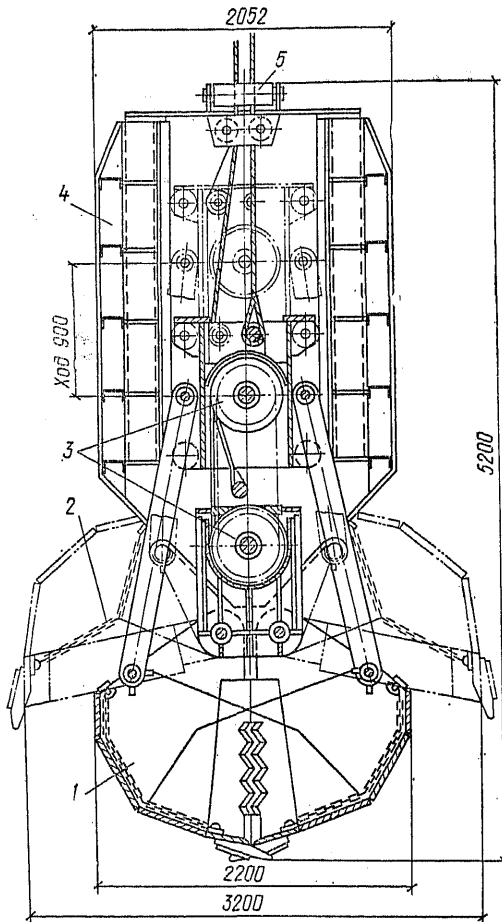


Рис. 16.9. Самонаправляющийся плоский грейфер СГФ-600

1 — ковш; 2 — приспособление для удаления связных грунтов; 3 — полиспаст; 4 — рама; 5 — направляющий ролик

Плоский грейфер ГПИ Фундаментпроект (рис. 16.9) имеет тросовую подвеску и оснащен приспособлением для удаления связных грунтов из ковшей. Грейфер обслуживается краном грузоподъемностью 20 т, имеющим двухбарабанную лебедку.

Техническая характеристика самонаправляющегося плоского грейфера СГФ-600 конструкции ГПИ Фундаментпроект

Ширина ковша, м	0,6
Полезный объем, м ³	0,7
Длина захвата ковша, м	3,2
Глубина копания, м	30
Группа разрабатываемого грунта	I—IV
Масса, т	5,7

Институтом Гидроспецпроект и ВО Гидроспецстрой Минэнерго СССР разработан и освоен гидравлический грейфер на напорной штанге (рис. 16.10).

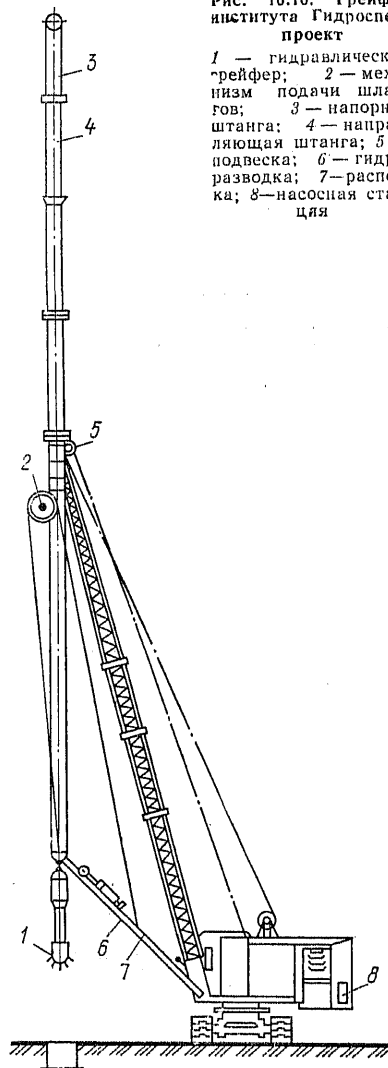


Рис. 16.10. Грейфер института Гидроспецпроект

1 — гидравлический грейфер; 2 — механизм подачи шлангов; 3 — напорная штанга; 4 — направляющая штанга; 5 — подвеска; 6 — гидропроводка; 7 — распорка; 8 — насосная станция

Техническая характеристика грейфера института Гидроспецпроект

Ширина ковша, м	0,4; 0,5; 0,8; 1
Вместимость ковша, м ³	0,2; 0,5; 0,7; 0,9
Длина захвата ковша, м	1,6; 2,5; 2,5; 2,5
Глубина копания, м	25
Масса навесного оборудования, т:	
грейфера при ширине ковша 0,6 м	4
то же, 0,8 м	5
штанги	2,5

Гидравлический грейфер с напорной телескопической штангой на базе экскаватора ЭО-5122 (рис. 16.11) изготавливается серийно.

Техническая характеристика гидравлического грейфера с напорной телескопической штангой на базе экскаватора ЭО-5122

Ширина ковша, м	0,6; 0,7; 0,8; 1
Длина захвата ковша, м	2,5
Глубина копания, м	25
Высота выгрузки, м	2,45
Группа разрабатываемого грунта	I—IV
Масса, т	48,6

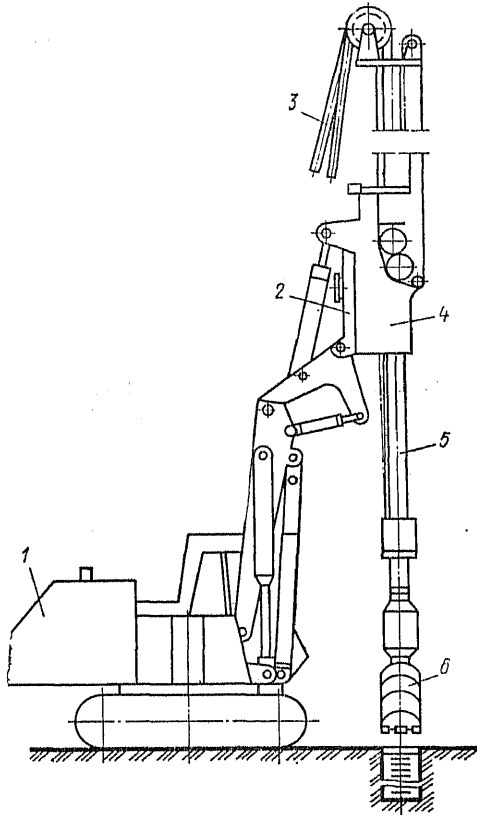


Рис. 16.11. Грейфер на базе экскаватора ЭО-5122
1 — экскаватор; 2 — рама; 3 — высоконапорный шланг;
4 — привод; 5 — телескопическая штанга;
6 — гидравлический грейфер

16.5. ПРОЕКТ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

16.5.1. Общие положения

При проектировании сооружений, возводимых способом «стена в грунте», обязательна разработка проекта производства работ или же основных его положений в составе рабочей документации, так как способы работ и применяемое оборудование могут существенно влиять на конструктивные решения.

Проект производства работ (или основные его положения) по возведению подземных сооружений способом «стена в грунте» должен содержать следующие разделы:

1. Устройство форшахты из сборного или монолитного железобетона.
2. Приготовление глинистой суспензии.
3. Разработка траншей под защитой глинистой суспензии.
4. Заполнение траншей монолитным или сборным железобетоном, тампонаж застенного пространства при возведении стен из сборного железобетона.

5. Устройство обвязочного (распределительного) железобетонного пояса по верху стен и распорных конструкций.

6. Разработка грунта в заглубленном помещении.

7. Устройство днища, перегородок, перекрытий.

Технологические процессы разделов 1, 5—7 относятся к общестроительным работам, поэтому ниже даются рекомендации только по разделам 2—4.

Проект производства работ на строительство сооружений способом «стена в грунте» разрабатывается в соответствии с «Инструкцией по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ» (СН 47-74) и СНиП 3.02.01-83 [6].

16.5.2. Приготовление глинистой суспензии (раствора)

Для глинистых суспензий применяются бентонитовые глины, а при их отсутствии — местные глины, имеющие число пластичности не менее 0,2 и содержащие частицы размером крупнее 0,5 мм не более 10 % и частицы мельче 0,005 мм не менее 30 %. Пригодность местных глин определяется по результатам лабораторных испытаний глинистых растворов, получаемых на основе этих глин.

Состав и свойства глинистых суспензий должны обеспечивать устойчивость выработок (траншей, скважин) на период их устройства и заполнения. Параметры суспензий устанавливаются проектом с учетом условий площадки исходя из следующих показателей:

вязкость, характеризующая подвижность раствора, 18—30 с (по прибору СПВ-5);

суточный отстой (водоотделение) и стабильность, характеризующие устойчивость раствора против расслаивания: водоотделение не более 4 %, стабильность не более 0,02 г/см³ (по прибору ЦС-1 или ЦС-2);

содержание песка, характеризующее степень загрязненности суспензии до 4 % (по прибору ОМ-2);

водоотдача, характеризующая способность отдавать воду влагоемким породам, не более 30 см³ за 30 мин (по прибору ВМ-6);

статическое напряжение сдвига, определяющее прочность структуры и тиксотропность суспензий, 1—5 Па через 10 мин после перемешивания (по прибору СНС);

плотность 1,03—1,06 г/см³ при использовании бентонитовых глин и 1,15—1,3 г/см³ при применении местных глин.

Необходимая масса без учета ее влажности для приготовления 1 м³ раствора задан-

ной плотности определяется по формулам:

$$m_{cs} = \rho_c (\rho_s - \rho_w) / (\rho_c - \rho_s); \quad (16.3)$$

$$m_{civ} = \rho_c (\rho_s - \rho_w) / (\rho_w - \rho_s), \quad (16.4)$$

где m_{cs} — масса глины на 1 м³ раствора, т; m_{civ} — масса глины на 1 м³ воды, т; ρ_c — плотность глины, т/м³; ρ_w — плотность воды, т/м³; ρ_s — плотность раствора, т/м³.

Выход раствора, м³, из 1 т глинистого порошка

$$Q = \frac{(\rho_c - \rho_w)(1 - \omega_c)}{\rho_c (\rho_s - \rho_w)}, \quad (16.5)$$

где ω_c — влажность глины.

Для определения расхода глины с учетом ее влажности на приготовление 1 м³ раствора можно пользоваться табл. 16.5 [3]. Масса

ТАБЛИЦА 16.5. РАСХОД ГЛИНЫ С УЧЕТОМ ЕЕ ВЛАЖНОСТИ НА ПРИГОТОВЛЕНИЕ 1 м³ РАСТВОРА

Концентрация раствора, %	Плотность раствора, г/см ³	Требуемые количества глины, кг				
		воздушно-сухой	с влажностью, %			
			5	10	15	20
10	1,05	106	111	116	121	125
		954	950	947	994	940
15	1,10	162	168	173	178	184
		938	933	927	922	916
20	1,14	222	229	236	243	250
		918	911	904	897	890
25	1,17	270	279	288	297	306
		900	891	882	873	864
30	1,20	319	330	341	351	362
		881	870	860	848	838
35	1,24	382	395	407	420	433
		858	845	833	820	807
40	1,29	460	475	490	506	521
		830	815	800	785	769

Примечание. Под чертой указан объем воды, л на 1 м³ раствора.

глины с промежуточной влажностью находится интерполированием. При пересечении разрабатываемой траншеей напорных водоносных грунтов или неустойчивых грунтов применяется раствор с повышенной плотностью, приготовленный с утяжелителем (баритом, гематитом, магнетитом или колошниковой пылью). Количество утяжелителя, т на 1 м³ добавляемого раствора, составляет:

$$m_1 = \rho_1 (\rho_{s1} - \rho_s) / (\rho_1 - \rho_{s1}), \quad (16.6)$$

где ρ_1 — плотность утяжелителя, т/м³; ρ_{s1} — требуемая плотность раствора, т/м³; ρ_s — плотность раствора до утяжеления, т/м³.

Параметры растворов, загрязненных в процессе производства работ, как правило, регулируются двумя способами: механическим и химическим.

Механический способ заключается в очистке раствора от примесей и разбавлении его водой или свежеприготовленным раствором. Разбавление водой применяется в том случае, когда водоотдача раствора меньше 18 см³, условная вязкость более 25 с и статическое напряжение сдвига не менее 5 Па; в остальных случаях в исходный раствор добавляется свежеприготовленный раствор.

При химическом способе регулирования параметров в раствор вводятся химические реагенты (табл. 16.6). Состав и дозировка химических реагентов разрабатываются лабораторией исходя из требуемых параметров растворов и фактических показателей их качества по результатам отбора проб.

ТАБЛИЦА 16.6. ХИМИЧЕСКИЕ РЕАГЕНТЫ, ДОБАВЛЯЕМЫЕ ДЛЯ УЛУЧШЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ГЛИНИСТЫХ РАСТВОРОВ

Реагент	Количество реагента, % от массы глины	Назначение реагента				
		удаление кальция	регулирующие вязкость	регулирующие водоотдачу	регулирующие pH	
Каустическая сода	0,015—0,05	+	—	—	+	
Кальцинированная сода	0,25—2	+	—	—	+	
Жидкое стекло	0,2—1,5	+	—	—	+	
Гидрофосфат натрия	0,4—0,5	+	+	—	—	
Гексаметафосфат	0,05—0,1	+	+	—	—	
Гидрофосфат	1,5—2	+	+	—	—	
Углекислотный реагент УШР	До 10	—	+	+	—	
Торфщелочной реагент ТЩР	» 10	—	+	+	—	
Сульфит	0,1—0,5	—	+	+	—	
Сульфитно-спиртовая барда ССБ	3—6	—	+	+	—	
Хвойный реагент	2—3	—	+	—	—	
Конденсированная сульфитно-спиртовая барда КССБ	0,3—2,5	—	+	—	—	
Карбоксиметилцеллюлоза КМЦ	0,2—0,8	—	—	+	—	
Суспензия резины РС-2	0,2	—	—	+	—	
Крахмальный реагент	1,08	—	—	+	—	
Фтористый натрий	0,2—0,35	—	—	+	—	
Метас	0,2—2	—	+	+	—	

16.5.3. Разработка траншей

Выбор механизмов для разработки траншей должен производиться с учетом гидрогеологических условий, степени стесненности участка работ и размеров проектируемых конструкций.

Для обеспечения устойчивости верха траншеи и получения проектных размеров и очер-

таний стен подземного сооружения необходимо проектировать крепление ее верхней части (форшахты) из монолитного или сборного железобетона (рис. 16.12). Внутреннее расстояние между стенами форшахты принимается на 10—15 см больше ширины траншей.

Технология проходки траншей грейфером должна назначаться исходя из длины раскрытия ковшей грейфера. Одновременно с разра-

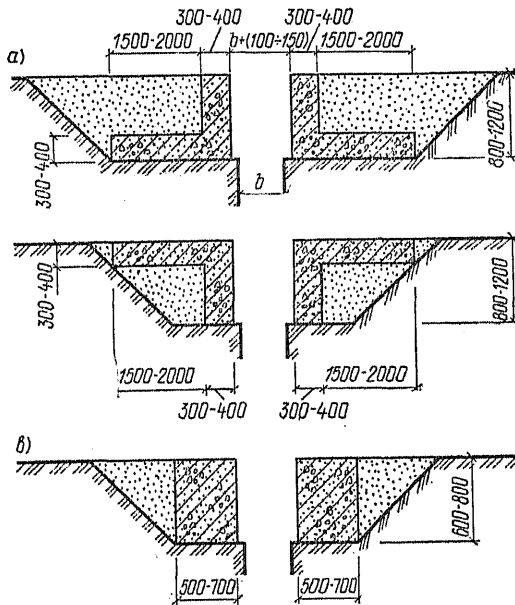


Рис. 16.12. Схемы конструкций форшахты монолитной или сборной
а — Г-образная втолненная; б — то же, невтопленная; в — прямоугольная

боткой траншеи обеспечивается заливка глинистого раствора в объеме, достаточном для обеспечения необходимого уровня раствора в траншее. Применение грейферов, как правило, не требует оборудования для тонкой очистки глинистого раствора, поэтому в проектной документации необходимо предусматривать только емкости для содержания приготовленного раствора, из которых он подается насосом в траншею во время ее проходки и откачивается из траншей в период укладки бетона или установки сборных панелей в траншею.

После проходки траншеи на длину захватки проводятся подготовительные работы перед ее заполнением бетоном (монолитным или сборным) или противодиффузионным материалом. Подготовительные работы должны включать: проверку глубины траншеи, наличие осадка на дне и параметров глинистой суспензии; очистку глинистого раствора; приемку траншеи по акту непосредственно перед заполнением.

25*

16.5.4. Заполнение траншей монолитным или сборным железобетоном

Заполнение траншей монолитным железобетоном. Устройство железобетонных «стен в грунте» из монолитного бетона методом ВПТ под глинистым раствором (рис. 16.13) проектируется в соответствии с требованиями СНиП III-15-76 [7]. При проектировании монолитных стен следует предусматривать выполнение

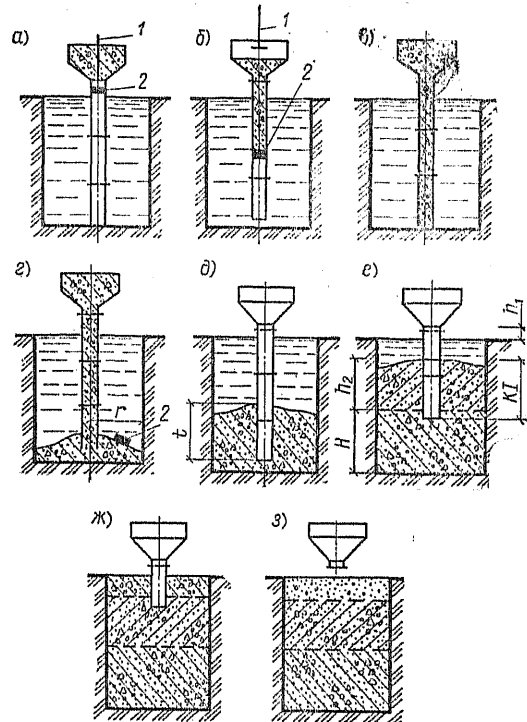


Рис. 16.13. Схема бетонирования способом ВПТ
а — исходное положение трубы перед бетонированием; б — подача бетона в трубу; в — выход пробки из трубы; г — начало укладки бетона в траншею; д-з — этапы бетонирования с последовательным удалением секций бетонолитной трубы; 1 — клапан; 2 — пробка; t — заглубление трубы в бетон; H — зона подвижной смеси; H₁ — уровень смеси при очередном удалении секции трубы; H₂ — превышение трубы над уровнем раствора; H₃ — глубина бетонирования; r — радиус действия трубы

их захватками в шахматном порядке (через одну). Такая технология работ исключает попадание бетона в соседнюю захватку.

В исключительных случаях, когда длина захватки меньше длины откопанной траншеи, необходимо в проекте разрабатывать конструкции ограничителей, которые должны удерживать бетонную смесь на границах захваток и исключать попадание бетона в соседнюю захватку. В качестве ограничителей могут быть использованы, например, железобетонные круглые полые или призматические сваи, оставляемые в траншее. Полости свай (труб) заполняются бетоном.

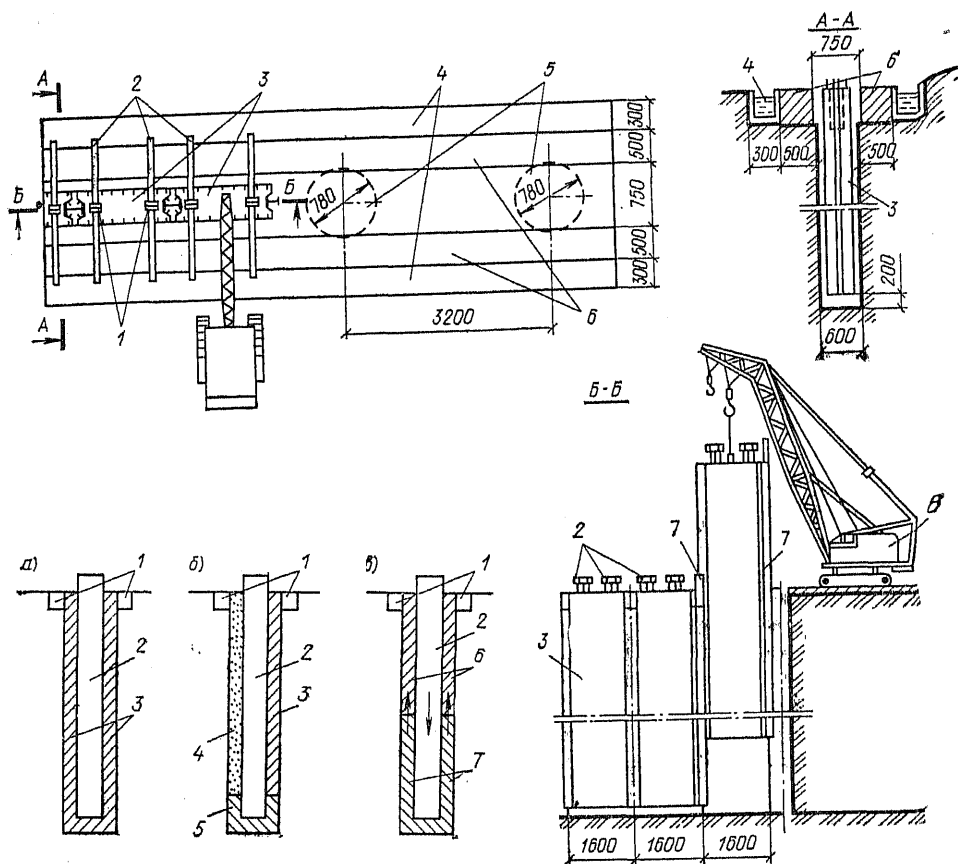


Рис. 16.15. Заполнение пазух траншеи при сборном варианте «стена в грунте»

a — инъецирование растворов; *б* — заполнение пазух твердеющим и сыпучим материалом; *в* — вытеснение твердеющего материала; 1 — форшахта; 2 — сборный элемент; 3 — инъецированный твердеющий материал; 4 — засыпка нетвердеющим материалом; 5 — бетон, уложенный методом ВПТ; 6 — твердеющий материал, вытесненный сборным элементом; 7 — твердеющий материал, уложенный до монтажа сборных элементов

Рис. 16.14. Установка сборных панелей в траншею

1 — уголки для подвески панелей; 2 — подвески из двухтавров; 3 — панели; 4 — лоток для раствора; 5 — скважина; 6 — форшахта; 7 — направляющий двухтавр; 8 — кран

такой, чтобы после установки ее в траншею и подвешивания на форшахту низ трубы не доходил до дна траншеи на 20—30 см.

Заполнение траншей сборным железобетоном. Сборные железобетонные элементы стен устанавливают в траншею после проверки наличия закладных деталей и устройств, необходимых для навески элементов на форшахту и соединения их между собой (рис. 16.14).

Тампонаж застенного пространства (заполнение пазух и полости под подошвой панелей). Тампонаж предусматривается одним из способов, указанных на рис. 16.15, и производится отдельными захватками с устройством между ними разделительных диафрагм.

Тампонажный раствор готовят из цемента, бентонита, глины, песка и химических добавок для его пластификации и замедления сроков твердения, а также противокоррозионных добавок. Подбор состава тампонажного раствора производится лабораторией.

Армокаркасы проектируют, как правило, заводского изготовления с учетом возможности их транспортирования. Жесткость сварных каркасов и способ строповки должны обеспечивать транспортирование и подъем их краном без деформаций и изменения проектных размеров. Каркасы могут иметь длину до 25 м и устанавливаться в траншею одним блоком.

Проектом должен предусматриваться непрерывный технологический процесс: разработка траншеи, установка армокаркаса и ограничителей в траншею, укладка бетонной смеси методом ВПТ.

Число бетонолитных труб определяют исходя из радиуса растекания бетонной смеси: при длине захватки до 4 м — одна труба, при 4—6 м — две трубы.

Длина бетонолитной трубы принимается

Могут быть рекомендованы следующие характеристики тампонажного раствора:

Начало схватывания, ч	12—48
Расплыв по конусу АзНИИ, см	12—18
Прочность на сжатие в возрасте 7—28 сут на цементе марки М400, МПа	0,3—2,6
Плотность, г/см ³	>1,55
Коэффициент фильтрации, м/с	<10 ⁻⁸
Марка по водопроницаемости	не ниже В4

Расход цемента в зависимости от требований прочности затвердевшего тампонажного раствора определяется по табл. 16.7.

ТАБЛИЦА 16.7. РАСХОД ЦЕМЕНТА ДЛЯ ПРИГОТОВЛЕНИЯ ТАМПОНАЖНОГО РАСТВОРА

Масса цемента марки М400 на 1 м ³ раствора, кг	Прочность раствора, МПа, в возрасте	
	7 сут	28 сут
100	0,1	0,25
200	0,3	0,55
300	0,4	0,85
400	1	1,2
500	2	2,6

На приготовление 1 м³ раствора расходуется (при влажности составляющих 2—3 %): воды 685 л, бентонита 40—70 кг, глины 137—170 кг.

Необходимая масса рассчитывается по формуле

$$m_{gms} = \rho_{ms} \frac{\rho_{gm} - \rho_{бсст}}{\rho_{ms} - \rho_{бсст}} 1000, \quad (16.7)$$

где m_{gms} — масса песка на 1 м³ тампонажного раствора, кг; ρ_{ms} — плотность песка, т/м³; ρ_{gm} — требуемая плотность тампонажного раствора, т/м³; $\rho_{бсст}$ — плотность бентонито-глинисто-цементного раствора, т/м³;

$$\rho_{бсст} = 0,63 (m_{bn} + m_c + m_{cm}), \quad (16.8)$$

здесь m_{bn} — масса бентонита, т; m_c — масса глины, т; m_{cm} — масса цемента, т.

Рекомендуемое количество химических добавок в тампонажный раствор приведено в табл. 16.8.

ТАБЛИЦА 16.8. ХИМИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ В ТАМПОНАЖНЫЙ РАСТВОР

Цемент	Добавки в расчете на сухое вещество, % от массы цемента, %		
	СДБ, ССБ	СНВ	мылонафт, ГКЖ-10, ГКЖ-11, ГКЖ-94
Портландцемент	0,15—0,25	0,01—0,02	0,1—0,2
То же, сульфатостойкий	0,1—0,2	0,01—0,02	0,05—0,15
» пластифицированный	—	—	0,05—0,15
» гидрофобный	0,1—0,2	0,01—0,02	—
» пуццолановый	0,2—0,3	0,01—0,02	0,1—0,2
Шлакопортландцемент	0,2—0,3	0,01—0,02	0,1—0,2

При расчете содержания сухого вещества СДБ, ССБ и СНВ в зависимости от плотности их водных растворов рекомендуется пользоваться формулами:

$$P_{pa} = 172,2 (\rho_{ss} - 1) / 0,727; \quad (16.9)$$

$$m_{ss} = m_{pa} \cdot 100 / P_{pa}, \quad (16.10)$$

где P_{pa} — содержание сухого вещества, %; ρ_{ss} — плотность концентрированного раствора, г/см³; m_{ss} — необходимая масса концентрированного раствора, г; m_{pa} — необходимая масса сухой добавки, г.

При агрессивности грунтовых вод в тампонажный раствор необходимо вводить противокоррозивные добавки. Вид добавок и их количество в зависимости от требований к тампонажным растворам подбираются в лаборатории.

16.5.5. Контроль качества и приемка работ

Проектом производства работ (или основных положений) по возведению подземных сооружений способом «стена в грунте» должен предусматриваться контроль:

геометрических размеров траншей, качества глинистого раствора (плотность, вязкость, содержание песка) и количества удаляемого осадка со дна траншей;

правильности установки арматурных каркасов и ограничителей между захватками, состава и консистенции бетонной смеси, режима бетонирования (в порядке, установленном для метода ВПТ), качества уложенного бетона и сборных элементов;

правильности установки панелей и качества заполнения полостей и пазух тампонажным раствором при устройстве стен из сборного железобетона.

Составной частью контрольных работ является геодезический контроль, который должен включать наблюдения за вертикальными деформациями и горизонтальными смещениями при разработке траншеи, в период бетонирования или установки панелей, во время тампонажа и снятия панелей с подвесок, в период разработки грунта внутри ограждения и в период эксплуатации.

При приемке готовых сооружений и конст-

рукций, выполненных способом «стена в грунте», проверяется соответствие всех показателей по прочности, устойчивости, сплошности и водонепроницаемости, предусмотренных в проекте.

16.6. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИИ

При расчете конструкций, возводимых способом «стена в грунте», должны учитываться нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства и эксплуатации сооружения.

ТАБЛИЦА 16.9. КОЭФФИЦИЕНТЫ СИЛ ТРЕНИЯ K И K'

φ , град	K	K'
15	1,5	0,75
20	1,8	0,64
25	2,1	0,55
30	2,3	0,47
35	2,6	0,41
40	3,0	0,35

Расчеты производятся на расчетные нагрузки, принимаемые как произведение нормативных нагрузок и коэффициентов надежности по нагрузкам, учитывающих возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений и устанавливаемых в зависимости от предельного состояния.

ТАБЛИЦА 16.10. РАСЧЕТ ДАВЛЕНИЯ НА СТЕНКУ

Отметка, м	Активное давление				Пассивное давление		Гидростатическое давление $\sigma_w = \gamma_w Z_w$, кПа	Суммарное давление $\sigma_{ph} - \sigma_{qh} - \sigma_w$
	$q + \Sigma \gamma Z$	λ_a	$\sigma_{qh} = (q + \Sigma \gamma Z) \lambda_a$, кПа	$\Sigma \gamma Z$	$K \lambda_{ph}$	$\sigma_{ph} = \Sigma \gamma Z K \lambda_{ph}$, кПа		
+4,50	40	0,333	13,3	—	—	—	—	—13,3
+2,00	$40 + 18 \cdot 2 = 85$	0,333	28,3	—	—	—	—	—28,3
0,00	$85 + 20 \cdot 2 = 125$	0,333	41,6	—	—	—	—	—41,6
0,00	125	0,361	45,2	—	—	—	—	—45,2
-3,00	$125 + 10 \cdot 3 = 155$	0,361	56	—	5	—	$10 \cdot 3 = 30$	—86
-8,00	$155 + 10 \cdot 5 = 205$	0,361	74	$10 \cdot 5 = 50$	6	300	—	226

Нормативные нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузкам и сочетания нагрузок должны приниматься в соответствии с требованиями СНиП II-6-74 и СНиП 2.02.01-83 [5].

Стены круглых в плане сооружений, имеющие вертикальные стыки, рассчитываются по методике, изложенной в гл. 15; стены прямоугольных (линейных) сооружений, а также круглых, не имеющих рабочих стыков, — методом «упругой линии».

При наличии соответствующей программы рекомендуется сооружения, устраиваемые способом «стена в грунте», рассчитывать методом конечных элементов на ЭВМ.

При расчете заанкеренных стенок целесообразно учитывать сцепление грунта, а также силы трения между стенкой и грунтом. Силы трения с достаточной степенью точности можно учитывать коэффициентами K и K' (коэффициент K относится к пассивному давлению впереди стенки, а K' — к пассивному давлению позади стенки), зависящими от угла внутреннего трения грунта φ (табл. 16.9). Анкеры в грунте, применяемые в качестве анкерирующих конструкций стен, рассчитываются методом, изложенным далее в гл. 17.

Пример 16.1. Рассчитать стенку с двумя анкерами (распорками) методом «упругой линии». Исходные данные и расчетная схема приведены на рис. 16.16, а.

Решение. Сначала строим эпюры активных и пассивных сил. Эпюра пассивных сил строится с учетом трения грунта о стенку. Составляющие активного давления на глубине Z определяем по формуле

$$\sigma_{qh} = (q + \gamma Z) \lambda_a;$$

составляющие пассивного давления —

$$\sigma_{ph} = \gamma Z K \lambda_{ph}.$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки на поверхности; γ — удельный вес грунта; Z — глубина от поверхности грунта; λ_a — коэффициент активного давления грунта, равный $tg^2(45 - \varphi/2)$; λ_{ph} — коэффициент пассивного давления, равный $tg^2(45 + \varphi/2)$.

Вычисленные по этим формулам величины сводим в табл. 16.10.

Затем строим эпюры нагрузок (рис. 16.16, б) и разбиваем ее на элементы, которые заменяем силами Q , приложенными в центрах тяжести этих элементов. Вычисленные значения Q сводим в табл. 16.11.

ТАБЛИЦА 16.11. ЗНАЧЕНИЯ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СТЕНКУ

Номер элемента	Расчет	Q , кН
1	0,5 (13,3 + 22,3) 1,5	26,7
2	0,5 (22,3 + 28,3) 1,0	—
3	0,5 (28,3 + 35,0) 1,0	31,7
4	0,5 (35,0 + 41,6) 1,0	38,3
5	0,5 (45,2 + 58,8) 1,0	52
6	0,5 (58,8 + 72,4) 1,0	65,6
7	0,5 (72,4 + 86,0) 1,0	79,2
8	0,5 · 86,0 · 1,64	70,5
9	0,5 · 91,5 · 1,36	62,2
10	0,5 (91,5 + 158,7) 1,0	125,1
11	0,5 (158,7 + 226,0) 1,0	192,4

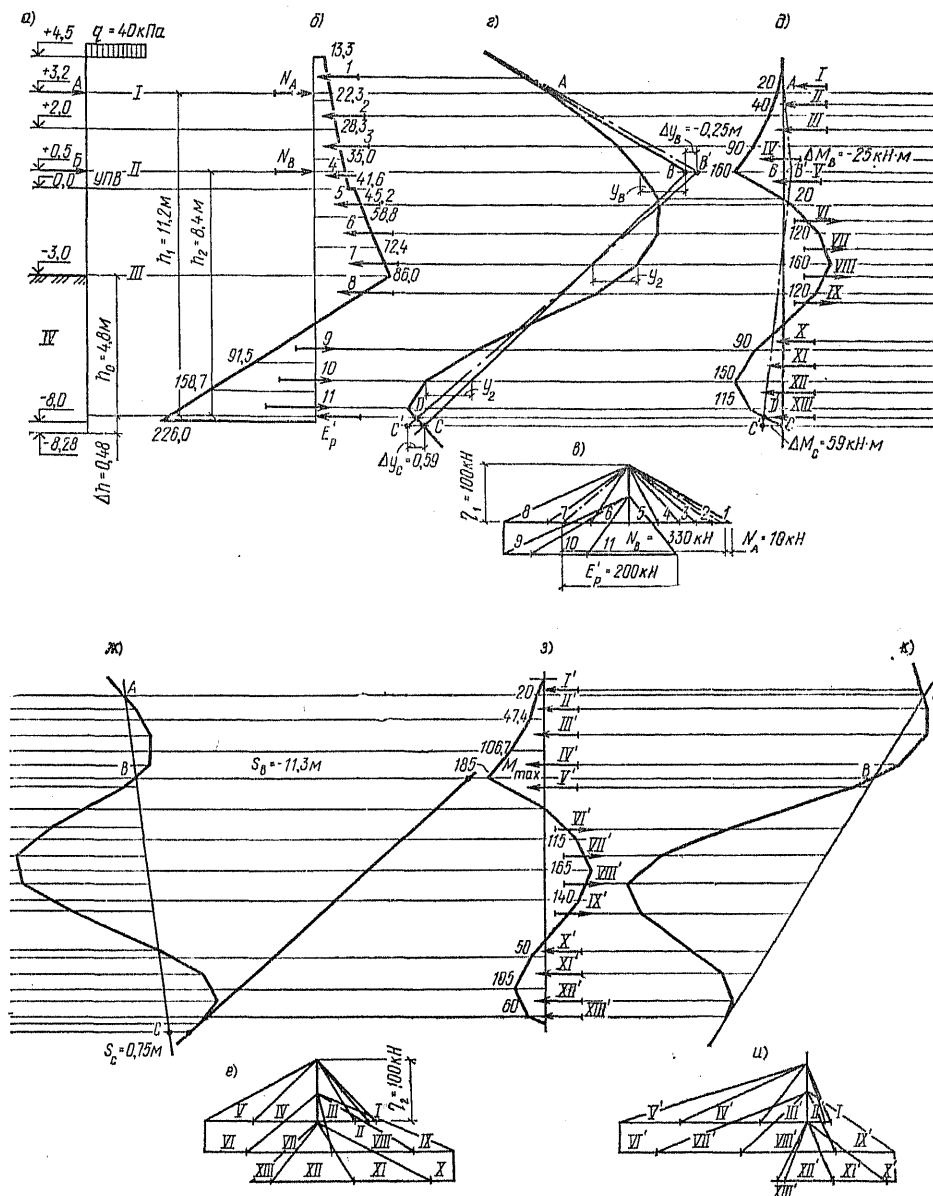


Рис. 16.16. К примеру расчета стенки с двумя анкерами (распорками) методом «упругой линии»
 а — расчетная схема; б — эпюры нагрузок; в, е, и — силовые многоугольники; г, ж, к — веревочные многоугольники; д — эпюры моментов и фиктивная нагрузка; з — суммарная эпюра моментов; I — грунт-песок, $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $\lambda_a = 0.333$; II — то же, $\gamma = -20 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $\lambda_a = 0.333$; III — то же, $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 28^\circ$, $\lambda_a = 0.361$, $K' = 0.5$; IV — то же, $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 28^\circ$, $\lambda_{ph} = 2.77$, $K = 2.2$

Для полученной системы сил строим силовой (рис. 16.16, в) и веревочный (рис. 16.16, г) многоугольники и проводим ломаную замыкающую веревочного многоугольника. Направление замыкающей отыскиваем следующим образом: первый луч веревочного многоугольника прокладываем до пересечения с горизонтальной линией, проходящей через верхнее анкерное закрепление (опора А); далее направление ломаной замыкающей задаем двумя прямыми, одна из которых проходит на участке между опорами А и В, а

другая на участке от опоры В до точки С — точки приложения силы E'_p . Положение этих прямых можно принять таким, чтобы ординаты эпюры моментов на опоре В (y_B) и в нижней части стенки (y_1 и y_2) были равны между собой.

Принимая полученную эпюру за фиктивную нагрузку (рис. 16.16, д), строим упругую ось стенки, отвечающую выбранному положению замыкающей. Для этого вычисляем фиктивные силы Q_f (табл. 16.12), строим силовой многоугольник (рис. 16.16, е) и по нему веревочный многоугольник (рис. 16.16, ж), который представляет собой эпюру деформаций.

Замыкающую эпюру деформаций проводим через точки пересечения ее А и В с направляющими анкером (рис. 16.16, ж), что соответствует условию отсутствия смещений точек закрепления анкеров. Проведенная таким образом замыкающая должна соответствовать также условию наличия защемления в нижнем конце, для чего она должна касаться веревочной кривой (упругой оси) на уровне последней силы эпюры фиктивных сил.

Так как последнее условие не соблюдается, вво-

ТАБЛИЦА 16.12. ЗНАЧЕНИЯ ФИКТИВНЫХ СИЛ Q_f

Номер силы	Расчет	Q_f , кН
I	0,5-0,5-20	50
II	0,5 (20+40) 0,8	24
III	0,5 (40+90) 1,0	65
IV	0,5 (90+160) 0,9	112,5
V	0,5-160-0,95	76
VI	0,5 [(0,15-20)+(20+120) 1,0]	71,5
VII	0,5 (120+160) 1,0	140
VIII	0,5 (160+120) 1,0	140
IX	0,5-120-1,1	66
X	0,5-90-0,8	36
XI	0,5 (90+150) 1,1	132
XII	0,5 (150+115) 1,0	132,5
XIII	0,5-115-0,6	34,5

дим поправки в положение замыкающей. Для этого строим эпюру моментов с ординатами ΔM_B на уровне нижнего анкера и ΔM_C на уровне нижнего конца стенки (см. рис. 16.16, б), причем:

$$\Delta M_C = \frac{6\eta_2}{h_2(4h_1+h_2)} (S_B - 2S_C) = \frac{6 \cdot 100}{8,4(4 \cdot 11,2 - 8,4)} (-11,3 - 2 \cdot 0,75) = -25 \text{ кН};$$

$$\Delta M_C = -\frac{6\eta_2}{h_2(4h_1-h_2)} \left(S_C + S_B \frac{2h_1}{h_2} \right) = \frac{6 \cdot 100}{8,4(4 \cdot 11,2 - 8,4)} \left(0,75 - 11,3 \frac{2 \cdot 11,3}{8,4} \right) = 59 \text{ кН},$$

где η_2 — полюсное расстояние многоугольника фиктивных сил (см. рис. 16.16, в); h_1 — расстояние от верхнего анкера до точки C; h_2 — расстояние от нижнего анкера до точки C; S_B — отклонение последнего луча эпюры деформаций, измеренное на уровне нижнего анкера в масштабе длины; S_C — отклонение

ТАБЛИЦА 16.13. ЗНАЧЕНИЯ ФИКТИВНЫХ СИЛ Q_f'

Номер силы	Расчет	Q_f' , кН
I'	0,5-0,5-20	5
II'	0,5 (20+47,4) 0,8	27
III'	0,5 (47,4+106,7) 1,0	77,1
IV'	0,5 (106,7+185) 0,9	131,3
V'	0,5-1,1-185	102
VI'	0,5-1,05-115	60
VII'	0,5 (115+165) 1,0	140
VIII'	0,5 (165+140) 1,0	152,5
IX'	0,5-1,4-140	98
X'	0,5-0,5-50	12,5
XI'	0,5 (50+105) 1,1	85,3
XII'	0,5 (105+60) 1,0	7,5
XIII'	0,5-0,25-60	7,5

эпюры деформаций от замыкающей AB на уровне точки C (знак S_B и S_C принимается отрицательным при отклонениях в сторону засыпки и положительным при противоположном направлении отклонений).

Соединяя точки A, B', C', получаем новое положение замыкающей AB'C'. Пересечение этой замыкающей с веревочной кривой в точке D' определяет точку приложения силы E_p .

Принимая новую эпюру моментов за нагрузку (см. рис. 16.16, д), строим упругую ось стенки. Для этого вычисляем фиктивные силы Q_f' (табл. 16.13).

Строим вновь силовую многоугольник (рис. 16.16, и) и веревочный многоугольник (рис. 16.16, к). Замыкающая эпюры деформаций (веревочного многоугольника), проведенная через точки пересечения ее A и B с направлениями анкеров, касается веревочной кривой (упругой оси) на уровне последней силы эпюры фиктивных сил. Поправки внесены правильно. Условие защемления в нижнем конце соблюдается.

Для определения величин усилий в анкерах N_A и N_B новое положение замыкающей AB'C' проводим на веревочном многоугольнике (см. рис. 16.16, з), для чего вычисляем добавочные ординаты Δy_B и Δy_C на уровне точки B (нижний анкер) по формулам:

$$\Delta y_B = \Delta M_B / \eta_1 = 25/100 = 0,25 \text{ м};$$

$$\Delta y_C = \Delta M_C / \eta_1 = 59/100 = 0,59 \text{ м},$$

где η_1 — полюсное расстояние многоугольника сил (см. рис. 16.16, е).

Реакции в анкерах отсекаем в многоугольнике сил (см. рис. 16.16, в) лучами, соответствующими положению замыкающей AB'C'.

Необходимая глубина забивки стенки

$$h = h_0 + \Delta h,$$

где

$$\Delta h = E_p' / 2e_{af}'$$

При этом e_{af}' вычисляется с учетом трения грунта о стенку по формуле

$$e_{af}' = q_E (K' \lambda_{ph} - \lambda_a),$$

где $q_E = \sum \gamma_i h_i + q$ — вертикальная нагрузка на уровне точки приложения силы E_p' на глубине h_0 :

$$q_E = 18 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2 + 10 \cdot 7,8 + 40 = 203 \text{ кПа}.$$

Теперь можно определить

$$\Delta h = \frac{E_p'}{2q_E (K' \lambda_{ph} - \lambda_a)} = \frac{200}{2 \cdot 203 (0,5 \cdot 2,77 - 0,361)} = 0,48 \text{ м};$$

здесь по табл. 16.9 $K' = 0,5$ при $\varphi = 28^\circ$

Тогда глубина заделки стенки будет: $h = 4,8 + 0,48 = 5,28 \text{ м}$.

Расчетный изгибающий момент определяем по максимальной ординате суммарной эпюры моментов (рис. 16.16, з). По определенным M_{max} , N_A и N_B подбираем арматуру согласно нормативным документам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зубков В. М., Перлей Е. М., Раюк В. Ф. и др. Подземные сооружения, возводимые способом «стена в грунте». — Л.: Стройиздат, 1977. — 200 с.
2. Смородинов М. И., Федоров Б. С. Устройство фундаментов и конструкций способом «стена в грунте». — М.: Стройиздат, 1976. — 128 с.
3. Руководство по применению глинистых и тампонажных растворов при строительстве способом «стена в грунте». — М., 1977. — 36 с.
4. Строительные нормы и правила. Бетонные и

железобетонные конструкции. СНиП 11-21-75. — М.: Стройиздат, 1976.

5. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83 — М.: Стройиздат, 1985.

6. Строительные нормы и правила. Основания и фундаменты. СНиП 3.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1983.

7. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. СНиП 111-15-76. — М., Стройиздат, 1977.

Глава 17. АНКЕРЫ В ГРУНТЕ

17.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Для восприятия внешних выдерживающих усилий при возведении различных сооружений и строительных конструкций применяют заглубленные в грунт анкерные устройства, различающиеся по конструкции, технологии изготовления и применяемым материалам. К числу этих устройств относятся забивные, буровые, винтовые, механические, железобетонные, металлические, деревянные и др.

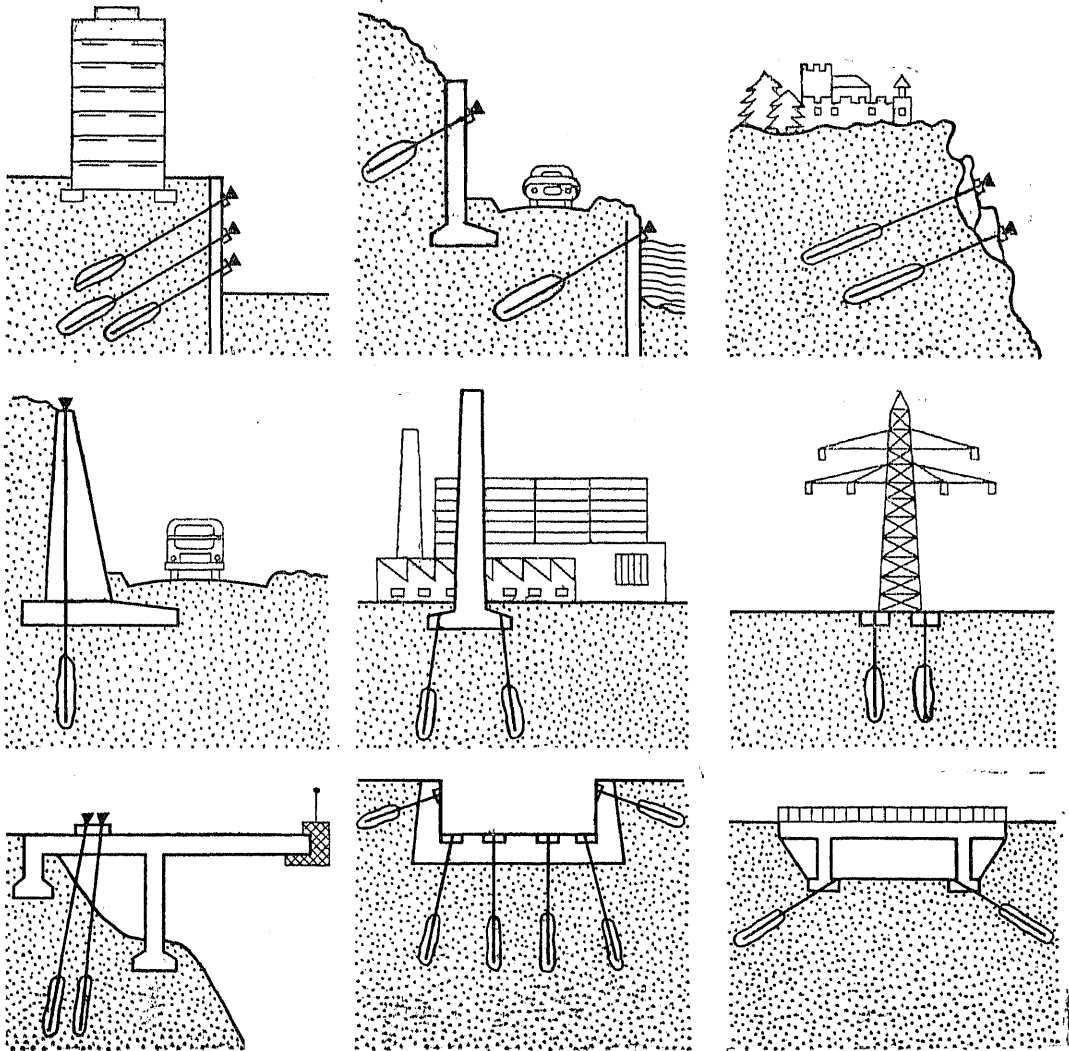
В настоящей главе рассмотрены только инъекционные предварительно напряженные анкеры, которые приобретают в промышленном и гражданском строительстве все больший

удельный вес в тех случаях, когда возникает необходимость выполнения крупных строительных работ «нулевого» цикла, требующих устройства глубоких котлованов в непосредственной близости от существующих зданий или в стесненных условиях промышленных и городских территорий при реконструкции зданий и сооружений. На рис. 17.1 показано применение инъекционных анкеров в строительной практике.

17.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Инъекционный предварительно напряженный анкер (далее — анкер) представляет собой устройство, один конец которого закрепляется в грунте путем инъектирования твердеющего

Рис. 17.1. Применение анкерных устройств



раствора, а другой после предварительного напряжения фиксируется на удерживаемом сооружении.

Анкеры подразделяются на две категории в зависимости от их конечного назначения:

временные анкеры, удерживающие какое-либо сооружение (временное или постоянное) определенное время и становящиеся ненужными после проведения соответствующей стадии строительных работ;

постоянные анкеры, являющиеся составной частью конструкции и обеспечивающие устойчивость капитального сооружения в течение длительного времени, предусмотренного проектом.

Конструктивно анкеры состоят из оголовка, анкерной тяги и анкерной заделки. Оголовок — часть анкера, обеспечивающая натяжение анкера и удержание анкеруемого сооружения от смещения. Анкерная тяга — напрягаемый элемент анкера, передающий выдергивающее усилие от анкеруемого сооружения в анкерную заделку. Анкерная заделка — часть анкера, обеспечивающая передачу выдергивающего усилия от сооружения окружающему грунту.

В зависимости от способа связи анкерной тяги с окружающим грунтом существуют два основных типа анкерной заделки (рис. 17.2).

жающий грунт опорной трубы, нижний конец которой соединен с анкерной тягой. Здесь выдергивающее усилие передается окружающему грунту от нижнего конца опорной трубы через (рис. 17.3, б). Анкерную тягу запрессовывают $B/C = 0,25 \div 0,35$ [3].

Во временных анкерах применяют анкерную заделку первого типа (рис. 17.3, а), которая имеет сравнительно простую конструкцию и несложную защиту от коррозии — покрытие анкерной тяги цементным камнем.

В отдельных случаях анкерную заделку первого типа используют и для постоянных анкеров, выполняя ее следующим образом (рис. 17.3, б). Анкерную тягу запрессовывают цементным раствором в ребристую полиэтиленовую оболочку и располагают в цементном ядре зоны заделки. Хотя при передаче выдергивающего усилия в цементе и образуются трещины, присущие анкерной заделке первого типа, ребристая полиэтиленовая оболочка обеспечивает анкерной тяге достаточную защиту от коррозии.

В постоянных анкерах применяют анкерную заделку второго типа, где выдергивающее усилие, передаваемое окружающему грунту, сжимает цементное ядро, которое защищает от коррозии стальную опорную трубу (рис. 17.3, в).

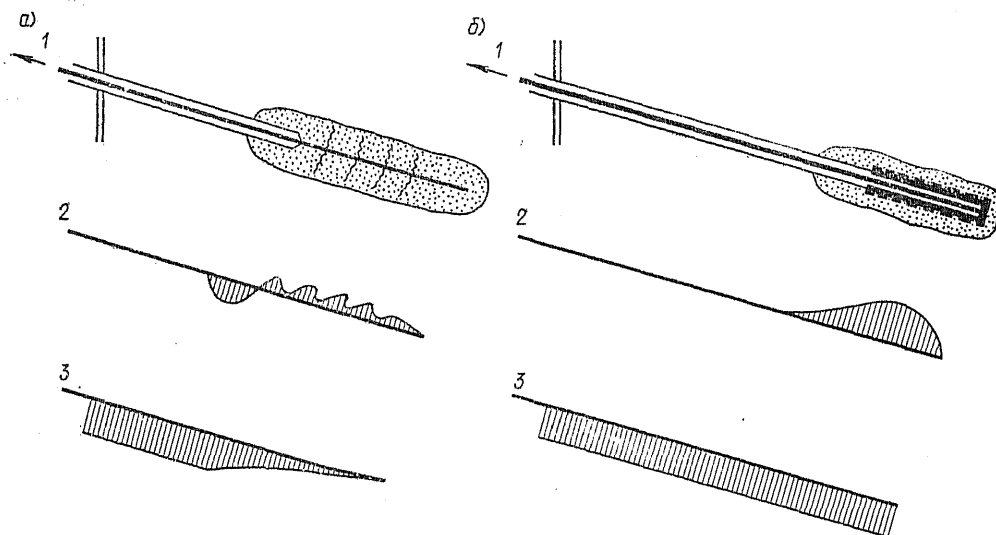


Рис. 17.2. Распределение напряжений в анкере
а — анкерная заделка первого типа; б — то же, второго типа; 1 — сцепление цементного ядра с окружающим грунтом; 2 — напряжения в цементном ядре; 3 — напряжения в анкерной тяге

Анкерная заделка первого типа выполняется в виде цементного ядра, которое связывает анкерную тягу с окружающим грунтом. При передаче выдергивающего усилия грунту цементное ядро подвергается растяжению (см. рис. 17.2, а), что вызывает появление в нем радиальных трещин. Анкерная заделка второго типа выполняется в виде зацементированной в окру-

жающем грунте опорной трубы, нижний конец которой соединен с анкерной тягой. Здесь выдергивающее усилие передается окружающему грунту от нижнего конца опорной трубы через (рис. 17.3, б). Анкерную тягу запрессовывают $B/C = 0,25 \div 0,35$ [3].

Во временных анкерах применяют анкерную заделку первого типа (рис. 17.3, а), которая имеет сравнительно простую конструкцию и несложную защиту от коррозии — покрытие анкерной тяги цементным камнем.

В отдельных случаях анкерную заделку первого типа используют и для постоянных анкеров, выполняя ее следующим образом (рис. 17.3, б). Анкерную тягу запрессовывают цементным раствором в ребристую полиэтиленовую оболочку и располагают в цементном ядре зоны заделки. Хотя при передаче выдергивающего усилия в цементе и образуются трещины, присущие анкерной заделке первого типа, ребристая полиэтиленовая оболочка обеспечивает анкерной тяге достаточную защиту от коррозии.

В постоянных анкерах применяют анкерную заделку второго типа, где выдергивающее усилие, передаваемое окружающему грунту, сжимает цементное ядро, которое защищает от коррозии стальную опорную трубу (рис. 17.3, в).

Анкерная заделка первого типа выполняется в виде цементного ядра, которое связывает анкерную тягу с окружающим грунтом. При передаче выдергивающего усилия грунту цементное ядро подвергается растяжению (см. рис. 17.2, а), что вызывает появление в нем радиальных трещин. Анкерная заделка второго типа выполняется в виде зацементированной в окру-

жающем грунте опорной трубы, нижний конец которой соединен с анкерной тягой. Здесь выдергивающее усилие передается окружающему грунту от нижнего конца опорной трубы через (рис. 17.3, б). Анкерную тягу запрессовывают $B/C = 0,25 \div 0,35$ [3].

Во временных анкерах применяют анкерную заделку первого типа (рис. 17.3, а), которая имеет сравнительно простую конструкцию и несложную защиту от коррозии — покрытие анкерной тяги цементным камнем.

В отдельных случаях анкерную заделку первого типа используют и для постоянных анкеров, выполняя ее следующим образом (рис. 17.3, б). Анкерную тягу запрессовывают цементным раствором в ребристую полиэтиленовую оболочку и располагают в цементном ядре зоны заделки. Хотя при передаче выдергивающего усилия в цементе и образуются трещины, присущие анкерной заделке первого типа, ребристая полиэтиленовая оболочка обеспечивает анкерной тяге достаточную защиту от коррозии.

В постоянных анкерах применяют анкерную заделку второго типа, где выдергивающее усилие, передаваемое окружающему грунту, сжимает цементное ядро, которое защищает от коррозии стальную опорную трубу (рис. 17.3, в).

Анкерная заделка первого типа выполняется в виде цементного ядра, которое связывает анкерную тягу с окружающим грунтом. При передаче выдергивающего усилия грунту цементное ядро подвергается растяжению (см. рис. 17.2, а), что вызывает появление в нем радиальных трещин. Анкерная заделка второго типа выполняется в виде зацементированной в окру-

семипроволочных прядей. Несущая способность анкеров в виде одиночных стержней ограничена сечением и классом стержневой арматуры, выпускаемой промышленностью. Применение в анкерах высокопрочной арматурной проволоки и семипроволочных прядей позволяет под-

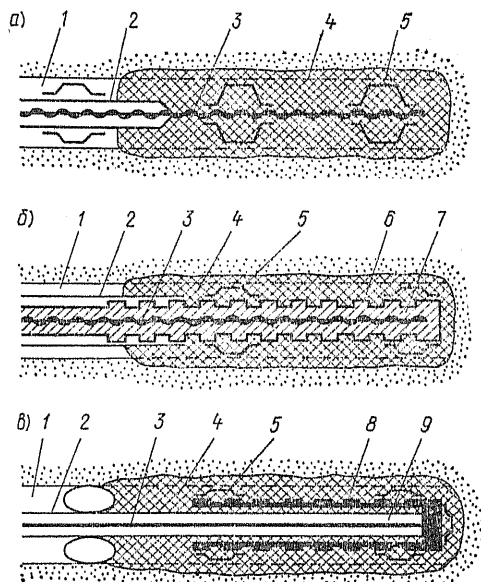


Рис. 17.3. Конструктивные решения анкерной заделки а — первого типа для временных анкеров; б — то же, для постоянных анкеров; в — второго типа для постоянных анкеров; 1 — буровая скважина; 2 — защитная оболочка; 3 — анкерная тяга; 4 — цементное ядро; 5 — центратор; 6 — ребристая полиэтиленовая оболочка; 7 — цементный камень; 8 — стальная опорная труба; 9 — мастика для защиты от коррозии

бирать сечение анкерной тяги, близкое к расчетному, и использовать анкеры в широком диапазоне нагрузок. Число проволок или прядей в пучке подбирают исходя из условия симметричного их расположения относительно оси анкера.

Оголовок анкера из стержневой арматуры представляет собой шпильку с резьбой, упорную полусферу и гайку, которые равнопрочны анкерной тяге. Шпильку к анкерной тяге приваривают данным способом. Упорная полусфера образует шарнир с полусферической опорной плитой, закрепленной на анкеруемом сооружении.

Оголовок анкера из высокопрочной проволоки или арматурных прядей выполняют в виде конусной обоймы и запрессовывающего конуса с пазами для размещения арматурного пучка. Обойма и конус обычно используются при предварительном натяжении железобетонных конструкций.

При устройстве анкеров применяют материалы, соответствующие требованиям государ-

ственных стандартов или технических условий, утвержденных в установленном порядке.

Для создания высококачественной зоны заделки в анкерах применяют цементный раствор, приготовленный из портландцемента марки М400 и выше, воды и пластифицирующих добавок. В качестве пластифицирующих добавок применяют СДБ или мылонафт. СДБ вводят в количестве 0,2 % сухого вещества от массы цемента, а мылонафт — 0,12—0,15 %. Цементный раствор должен обладать оптимальной вязкостью, минимальным водоотделением и защищать от коррозии анкерную тягу. Оптимальная вязкость определяется в процессе опытных работ и достигается для песчаных грунтов при водоцементном отношении $B/C = 0,4 \div 0,6$, а для глинистых грунтов — при $B/C = 0,25 \div 0,35$ [3].

Арматурные стали выбирают в зависимости от конструкции анкера, воспринимаемой им нагрузки, а также от условий возведения и эксплуатации сооружения. Для анкеров рекомендуется преимущественно применять высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II и арматурные канаты класса К-7, термически упрочненную стержневую арматуру классов Ат-IV и Ат-V, горячекатаную стержневую арматуру класса А-V. Допускается также применять стержневую арматуру: горячекатаную класса А-IV, термически упрочненную класса Ат-IV, упрочненную вытяжкой класса А-IIIв, а также новые виды арматуры, освоенные промышленностью [8].

Для предохранения металла анкерной тяги от коррозии его покрывают различными лакокрасочными защитными покрытиями и мастиками или используют полиэтиленовые и металлические трубы, клеечную изоляцию, полимерные пленки и пр.

В качестве противокоррозионных защитных покрытий металла на основе лакокрасочных материалов применяют краски: этинолеву ЭКЖС-40, эпоксидно-каучуковую ЭКН и эпоксидно-фурфуролацетонную ЭФАЖС.

Противокоррозионные мастики представляют собой композиции битума с минеральными наполнителями и полимерными добавками, а также битумно-эпоксидные композиции. Широкое применение имеют битумно-резиновые мастики заводского изготовления МБР-65, МБР-75, МБР-90 и МБР-100 [1].

Во временных анкерах напрягаемую часть вплоть до зоны заделки защищают лакокрасочным покрытием в два слоя или надевают полиэтиленовую трубу.

В постоянных анкерах сплошное противокоррозионное лакокрасочное покрытие, нанесенное на всю длину анкерной тяги, защищают

от механических повреждений дополнительной полиэтиленовой трубой, а пространство между трубой и анкерной тягой заполняют герметиком или мастикой.

Во временных анкерах оголовки и выступающую часть анкерной тяги покрывают двойным слоем краски, с тем чтобы предотвратить воздействие вредных разрушительных агентов. Оголовок постоянного анкера имеет двойную защиту от коррозии — он закрыт колпаком, который заполнен герметиком или мастикой.

В качестве примеров можно привести описание инъекционных анкеров, распространенных в зарубежных странах.

Во Франции фирма «Сиф-Баши» разработала два типа анкеров: TMS и TMD.

В анкерах TMS (рис. 17.4, а) закрепление полиэтиленовой оболочки ТМ в нескальном грунте и заделка арматуры в полиэтиленовую

шени толстой полиэтиленовой трубой. В анкерной заделке арматура центрируется и защищается снаружи ребристой полиэтиленовой оболочкой, в которой имеются клапаны, распределенные по всей длине анкерной заделки. Внутри разделение свободной части анкера и анкерной заделки выполняется уплотнительной пробкой, на которой закрепляются ребристая полиэтиленовая оболочка и защитная труба. Снаружи анкерная заделка отделяется расширяющимся устройством цилиндрической формы — пакером, который сообщается с внутренней частью анкерной заделки. Пакер выполнен из ткани, пропускающей воду и задерживающей частицы цемента. Имеются две полиэтиленовые трубки: одна — для инъектирования цементного раствора (доходит до низа анкерной заделки), а другая — для заполнения свободной части анкера противокоррозионной масти-

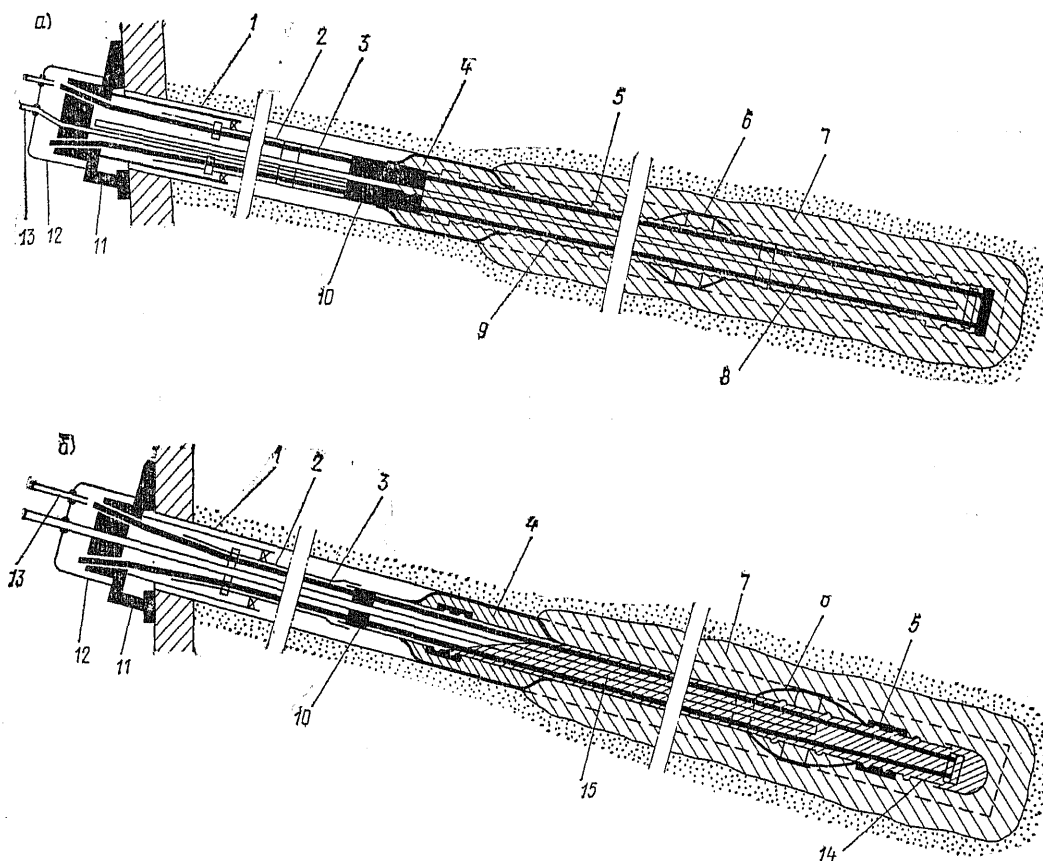


Рис. 17.4. Анкеры фирмы «Сиф-Баши»

оболочку производится одновременно. Анкерная тяга выполнена в виде отдельного арматурного стержня, пучка проволок или прядей. Оголовок анкера типовой, используемый при предварительном напряжении железобетона (соответствует применяемой арматуре). По длине свободной части анкера арматура защи-

а — типа TMS; б — типа TMD; 1 — буровая скважина; 2 — защитная труба; 3 — анкерная тяга; 4 — пакер; 5 — клапан; 6 — центратор; 7 — цементное ядро; 8 — трубка для инъектирования цементного раствора; 9 — ребристая полиэтиленовая оболочка ТМ; 10 — пробка; 11 — оголовок; 12 — защита оголовка; 13 — трубка для заполнения свободной части анкера; 14 — стальная труба ТМ; 15 — трубка для заполнения анкерной заделки

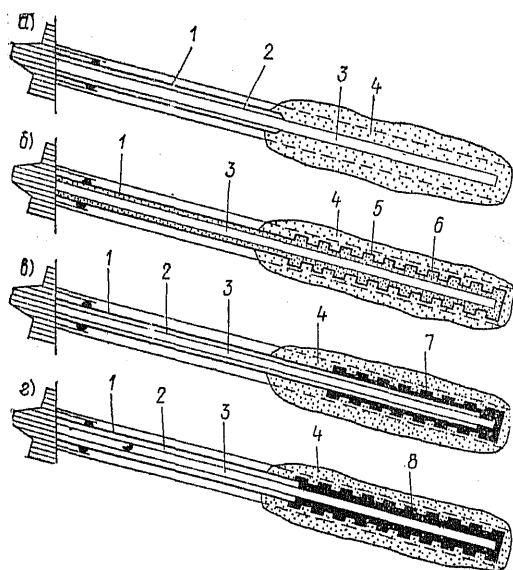


Рис. 17.5. Анкеры фирмы «Бауэр»

а — анкер ST-52; *б* — с ребристой оболочкой; *в* — с опорной трубой; *г* — с трубой, работающей на трение; 1 — защитная полиэтиленовая оболочка; 2 — мастика для защиты от коррозии; 3 — анкерная тяга; 4 — цементное ядро; 5 — ребристая полиэтиленовая оболочка; 6 — цементный раствор; 7 — опорная труба; 8 — труба, работающая на трение

кой (доходит до низа свободной части). Анкер полностью собирается в заводских условиях и готовым поставляется на строительную площадку.

Заделка анкера TMD (рис. 17,4, б) в грунте проводится в две фазы: сначала закрепляется в нескальном грунте стальная труба, а затем в эту трубу заделывается арматура. Анкер TMD содержит такую же арматуру и имеет тот же оголовок, что и анкер TMS. По длине свободной части арматура защищена толстой поливинилхлоридной трубой. В анкерной заделке арматура центрируется и защищается снаружи стальной трубой с клапанами, распределенными по всей длине зоны заделки. Труба имеет кольцевые выступы, предназначенные для улучшения анкеровки трубы в скважине и арматуры в трубе. Свободная часть анкера отделяется от анкерной заделки пакером той же конструкции, что и пакер анкера TMS.

Западногерманская фирма «Бауэр» разработала и широко применяет в нескальных грунтах анкеры различных типов, показанные на рис. 17.5.

17.3. МЕТОДЫ РАСЧЕТА

Для составления проекта анкерного крепления какого-либо сооружения необходимы исходные данные:

генеральный план площадки с нанесенными на нем коммуникациями и контурами проектируемого сооружения, существующих зданий и сооружений, а также отметками их заложения;

габариты, назначение, класс и эксплуатационные нагрузки проектируемого сооружения; конструкции фундаментов и несущих элементов существующих сооружений, а также нагрузки на них;

нагрузки на призме обрушения котлована; отчет по инженерно-геологическим изысканиям на строительной площадке, который должен содержать геологические разрезы, отражающие все грунтовые прослойки и напластования; мощности слоев и их наклон, оценку возможного наличия в грунтах крупных включений валунов с их качественной характеристикой (размер, прочность и др.); физико-механические характеристики грунтов, слагающих толщу строительной площадки; сезонные колебания уровня подземных вод; степень агрессивности подземных вод и прогноз ее повышения на период эксплуатации анкеров.

При проектировании анкеров должны быть обеспечены следующие требования:

достаточная несущая способность анкеров для восприятия усилий, действующих на анкеруемое сооружение;

расположение зоны заделки анкера за пределами возможной призмы обрушения грунта; тщательная защита анкера от коррозии; надежный контакт между конструкцией анкера и окружающим грунтом в зоне заделки.

Кроме того, необходимо учитывать назначение анкеров, условия производства работ и продолжительность эксплуатации.

Анкеры можно применять в различных грунтах, за исключением набухающих, просадочных и сильносжимаемых грунтов, илов, торфов и глин текучей консистенции.

При проектировании анкерных креплений проводят:

расчет анкеруемого сооружения на прочность методом «упругой линии», изложенным в гл. 16, который определяет равнодействующую активного давления E_a грунта на сооружение, выдергивающее усилие N_a в месте крепления анкера и глубину заделки сооружения в грунт ниже дна котлована;

проверку общей устойчивости сооружения на сдвиг при скольжении по круглоцилиндрическим поверхностям с учетом предварительного расположения анкеров в массиве грунта;

определение длины зоны заделки и площади поперечного сечения, исходя из приложенной к нему нагрузки, несущей способности грунта основания и материала анкерной тяги.

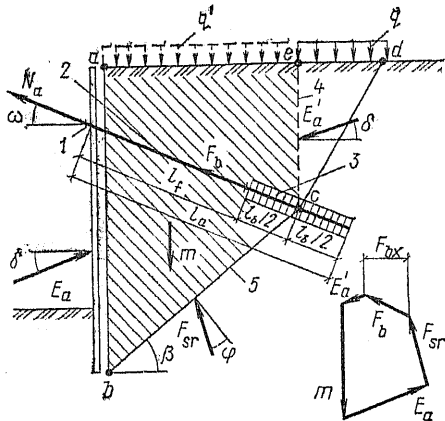


Рис. 17.6. К определению устойчивости по «глубокой линии скольжения»
1 — оголовок; 2 — анкерная тяга; 3 — зона заделки; 4 — фиктивная анкерная стенка; 5 — «глубокая линия скольжения»

Расчет конструкций анкеров и их оснований выполняют по первому предельному состоянию с учетом коэффициентов надежности $\gamma_m = \gamma_g = 2,0$ для постоянных анкеров и $\gamma_m = \gamma_g = 1,5$ для временных [5].

Оптимальное положение анкера в грунте (рис. 17.6), т. е. угол его наклона ω и полную длину l_a , включающую длину свободной части анкера l_f и длину зоны заделки l_b , подбирают при расчете общей устойчивости системы «стена—грунт—анкер» на опрокидывание вокруг низа анкеруемого сооружения исходя из условия, что прочность грунтов на сдвиг в системе преодолена и образуется «глубокая линия скольжения» (метод Крапца).

За «глубокую линию скольжения» принимают прямую между точкой b поворота анкеруемого сооружения и точкой c (подошвой фиктивной анкерной стенки ce), проходящую через середину зоны заделки анкера под углом β к горизонтالي.

Построенный из условия равновесия заштрихованной призмы $abce$ силовой многоугольник включает массу m грунта над «глубокой линией скольжения», равнодействующую активного давления E_a грунта на анкеруемое сооружение, силу реакции F_{sr} массы грунта над «глубокой линией скольжения», несущую способность F_b анкера в зоне заделки и равнодействующую активного давления E'_a грунта на фиктивную анкерную стенку. Решение силовой многоугольника позволяет определить горизонтальную проекцию F_{bx} несущей способности анкера в зоне заделки, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости:

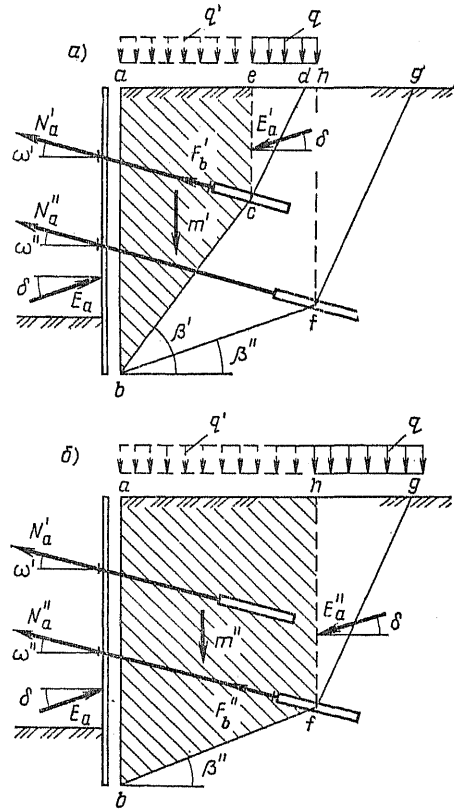


Рис. 17.7. К расчету по варианту I при $\beta' > \beta''$

$$F_{bx} = f [m + g(E_{ox} - E'_{ax})],$$

$$\text{где } f = 1 / [\text{ctg}(\varphi - \beta)] + \text{tg } \omega;$$

$$m = V\gamma_{sb} + q + q'.$$

(здесь V — объем призмы грунта над «глубокой линией скольжения» между анкеруемым сооружением и фиктивной анкерной стенкой; q' — равномерно распределенная вертикальная пригрузка, учитываемая при подсчете массы грунта в случае $\beta > \varphi$); $g = \text{ctg}(\varphi - \beta) - \text{tg } \delta$ (где δ — угол трения грунта по поверхности анкеруемого сооружения); E_{ax} — горизонтальная проекция равнодействующей активного давления грунта на анкеруемое сооружение; E'_{ax} — то же, на фиктивную анкерную стенку.

Коэффициент устойчивости системы «стена—грунт—анкер» на опрокидывание K_s вокруг низа анкеруемого сооружения определяют из отношения $K_s = F_{bx} / N_{ax} \geq \gamma_g$.

Устойчивость на опрокидывание многократно заанкеренных сооружений проверяют по «глубоким линиям скольжения», соответствующим расположению анкеров.

Ниже рассматриваются способы определения устойчивости сооружения для четырех вариантов расположения анкеров при двухъярусном анкероуании.

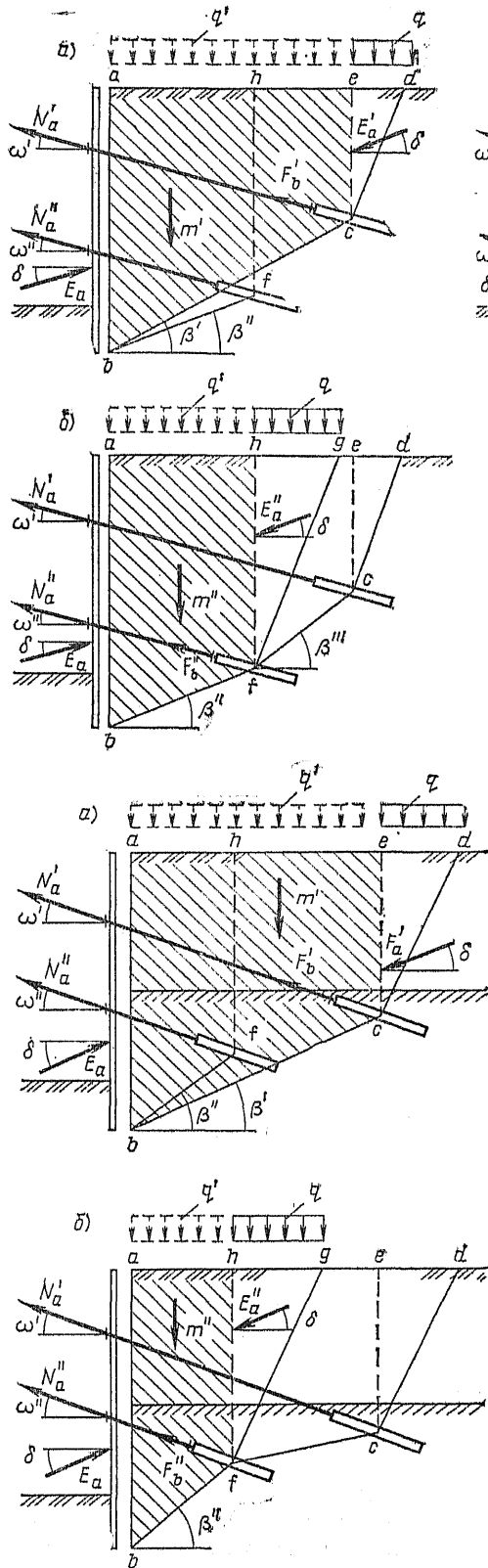


Рис. 17.9. К расчету по варианту IV при $\beta' < \beta''$

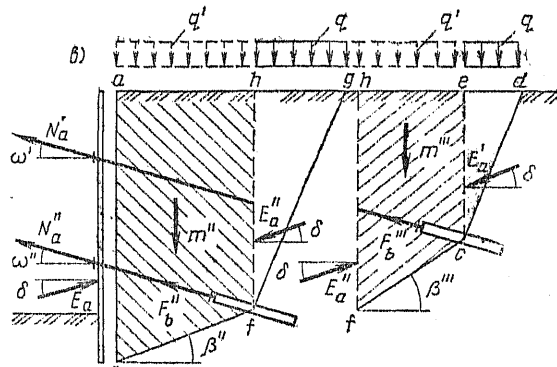


Рис. 17.8. К расчету по варианту III при $\beta' > \beta''$

Вариант I. Верхний анкер короче нижнего и находится в пределах призмы обрушения abh (рис. 17.7). Угол наклона β' линии скольжения bc больше угла наклона β'' линии скольжения bf .

Коэффициент устойчивости по линии скольжения bc (см. рис. 17.7, а) определяют по формуле

$$K_s = F_b^I / N_{ax}^I;$$

коэффициент устойчивости по линии скольжения bf (см. рис. 17.7, б) оценивают отношением

$$K_s = F_b^{II} / (N_{ax}^I + N_{ax}^{II}).$$

Вариант II. Верхний анкер длиннее нижнего, но середина его зоны заделки лежит внутри активного клина обрушения нижнего анкера. В этом случае устойчивость по обоим линиям скольжения определяют как и для варианта I.

Вариант III. Верхний анкер лежит вне пределов активного клина обрушения abh (рис. 17.8). Угол наклона β' линии скольжения bc больше угла наклона β'' линии скольжения bf .

Здесь коэффициент устойчивости по линии скольжения bc (см. рис. 17.8, а) составит:

$$K_s = F_b^I / (N_{ax}^I + N_{ax}^{II}).$$

От нижнего анкера могут исходить две линии скольжения: bf и bfc (см. рис. 17.8, б).

Для первой из них фактическое усилие F_b^I в зоне заделки верхнего анкера не влияет на призму обрушения abh , поэтому коэффициент устойчивости по линии скольжения bf определяют по формуле

$$K_s = F_b^{II} / N_{ax}^{II}$$

Коэффициент устойчивости по линии скольжения bfc (см. рис. 17.8, в) составит:

$$K_s = (F_b^{II} + F_b^{III}) / (N_{ax}^I + N_{ax}^{II}).$$

Вариант IV. Площадка сложена сверху слабыми грунтами, поэтому верхний анкер получается настолько длинным (рис. 17.9), что угол наклона β' линии скольжения bc меньше угла наклона β'' линии скольжения bf . В этом случае коэффициент устойчивости по линии скольжения bc (см. рис. 17.9, а) вычисляют по выражению

$$K_s = F_b^I / (N_{ax}^I + N_{ax}^{II}).$$

Коэффициент устойчивости по нижней линии скольжения bf (см. рис. 17.9, б) определяют по формуле

$$K_s = F_b^{II} / N_{ax}^{II}$$

Устойчивость по линии скольжения bfc рассматривать нет необходимости, так как устойчивость по прямой bf менее благоприятна, чем по ломаной bfc .

Допускаемое усилие в анкере обусловлено, с одной стороны, прочностью материала анкерной тяги, а с другой стороны, несущей способностью зоны заделки в грунте. Сечение анкерной тяги рассчитывают обычными методами сопротивления материалов.

Несущую способность зоны заделки анкера институт Фундаментпроект Минмонтажспецстроя СССР рекомендует определять исходя из условий работы зоны заделки на выдергивание с учетом сопротивления трения по боковой поверхности и напряженного состояния окружающего грунта, которое зависит от избыточного давления при инъецировании цементного раствора, по формуле

$$F_b = km_p \pi d l_b p_b \operatorname{tg} \varphi,$$

где k — коэффициент однородности грунта, равный 0,6; m_p — коэффициент, учитывающий напряженное состояние окружающего грунта в зависимости от давления при инъецировании (для песков 0,5; для глин различной консистенции 0,4—0,2); d — диаметр скважины, p_b — величина избыточного давления в зоне заделки при инъецировании.

ЦНИИС Минтрансстроя СССР рекомендует определять несущую способность зоны заделки анкера из следующих зависимостей:

$$F_b = k \pi d_b l_b \gamma H_b \left[\left(\frac{1 + \lambda_a}{2} + \frac{1 - \lambda_a}{2} \cos 2\omega \right) \times \right. \\ \left. \times \operatorname{tg} \varphi + \frac{1 - \lambda_a}{2} \sin 2\omega + c \right]; \\ d_b = 2 \sqrt{V_b (1 + e) / (\pi l_b e)},$$

где d_b — диаметр зоны заделки с учетом объема закачанного раствора; H_b — глубина расположения зоны заделки анкера; λ_a — коэффициент бокового давления грунта; V_b — объем закачанного раствора; e — коэффициент пористости грунта.

ВНИИГС Минмонтажспецстроя СССР предлагает для определения несущей способности анкеров использовать зависимости, в основе которых лежит методика расчета винтовых и забивных свай на выдергивающую нагрузку [2, 7].

Изложенные методы определения несущей способности анкеров могут быть использованы только для предварительных расчетов, поэтому размеры зоны заделки рекомендуется назначать после проведения испытаний опытных анкеров.

При проектировании анкеров рекомендуется, используя зарубежный опыт, учитывать следующее:

а) для анкеров в несвязных грунтах:

технология проходки скважины для установки анкера не оказывает влияния на его несущую способность;

с увеличением диаметра зоны заделки бо-

лее 10 см несущая способность анкера возрастает незначительно, а при увеличении диаметра более 15 см практически не возрастает;

при определенном виде грунта несущая способность анкера быстро увеличивается по мере повышения плотности грунта;

при постоянной плотности грунта несущая способность анкера возрастает с увеличением неоднородности зернового состава грунта;

с увеличением длины зоны заделки несущая способность анкера возрастает непропорционально и при длине зоны заделки более

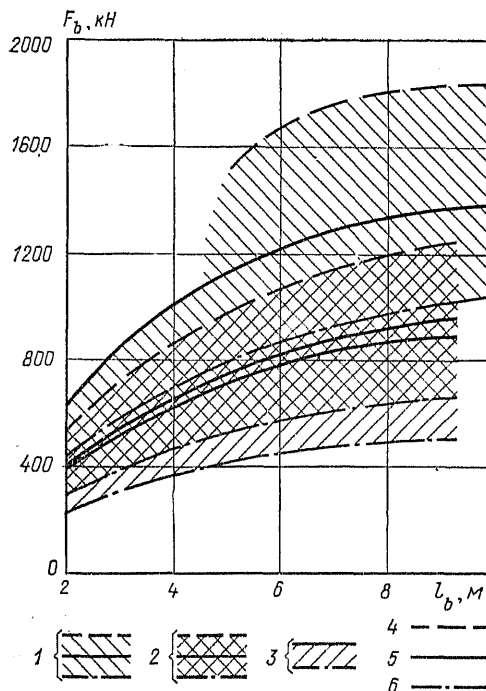


Рис. 17.10. Зависимость предельной нагрузки на анкер от длины зоны заделки в несвязных грунтах (диаметр цементного ядра 10—15 см)

1 — гравий с песком; 2 — песок средний и крупный с гравием; 3 — песок мелкий и средней крупности; 4 — песок очень плотный; 5 — песок плотный; 6 — песок средней плотности

6—7 м становится экономически невыгодной (рис. 17.10);

б) для анкеров в связных грунтах:

отношение средней величины трения по боковой поверхности к общей площади анкера не зависит от диаметра в пределах 9—16 см, т. е. несущая способность анкера возрастает примерно пропорционально диаметру зоны заделки;

трение до 100 кН/м² по боковой поверхности не зависит от длины зоны заделки, далее с увеличением длины зоны заделки возможно незначительное его уменьшение, но при грубых

расчетах эта величина может быть принята постоянной;

трение по боковой поверхности возрастает с уменьшением пластичности и увеличением консистенции связных грунтов;

трение по боковой поверхности может быть существенно повышено в результате повторной инъекции.

Расстояние между анкерами в ярусе и число ярусов определяют исходя из нагрузок, действующих на ограждение котлована, и корректируют после получения результатов испытаний опытных анкеров. При этом возникает вопрос: использовать ли анкера с более высокой несущей способностью и соответственно с большими интервалами между ними или, наоборот, использовать анкера с меньшей способностью и с меньшими интервалами между ними. Здесь следует иметь в виду, что в первом случае значительно возрастает изгибающий момент и, следовательно, площадь поперечного сечения ограждающей конструкции, а во втором случае увеличивается число анкеров.

В каждом конкретном случае тип анкера, его несущая способность и технология изготовления должны рассматриваться совместно с расчетами конструкции котлована, определяться технико-экономическим расчетом и проверяться опытными работами.

17.4. ТЕХНОЛОГИЯ РАБОТ

Работы по изготовлению и устройству анкеров проводят в соответствии с рабочими чертежами и проектом производства работ. При устройстве анкеров выполняют обычно следующие процессы: проходку скважины; установку анкера; цементацию зоны заделки; натяжение анкера.

Зарубежные фирмы, выполняющие работы по устройству анкеров, применяют каждая собственную технологию, разработанную для соответствующей конструкции анкера.

Французская фирма «Сиф-Баши» устанавливает анкера типа TMS в таком порядке. Полностью собранный анкер (см. рис. 17.4, а) погружают в скважину, заполненную цементным раствором. После этого внутрь гофрированной трубы ТМ через инъекционную трубку закачивают под небольшим давлением цементный раствор, который медленно заполняет гофрированную трубу ТМ и покрывает арматуру. Поступая в вершину внутренней части анкерной заделки, раствор проникает в пакер, раздувает его и прижимает к стенкам скважины, обеспечивая тем самым наружное отделение зоны заделки от свободной зоны. По мере увеличения давления открываются клапаны,

расположенные в гофрированной трубе ТМ вдоль зоны заделки, и раствор проникает в затрубное пространство, создавая там требуемое избыточное давление.

Технология устройства анкеров ТМД (см. рис. 17.4, б) содержит следующие операции. В буровую скважину, предварительно заполненную цементным раствором, погружают соединенные защитную полиэтиленовую трубу и стальную трубу ТМ, имеющую на своей поверхности пакер и клапаны. Внутри этих труб помещают инъецирующее устройство, которое состоит из заглушенной с одного конца перфорированной трубы, ограниченной по краям резиновыми уплотнителями и соединенной с инъекционной трубкой, выходящей на поверхность.

Это устройство располагают на уровне пакера, куда медленно закачивают цементный раствор, обеспечивая таким образом наружное разделение зоны заделки и свободной части скважины. Затем инъецирующее устройство располагают напротив каждого клапана стальной трубы и инъецируют цементный раствор в пространстве между трубой и стенками скважины. Таким образом, труба оказывается прочно зацементированной в грунт. После первой инъекции через несколько часов проводится вторая инъекция, и так до тех пор, пока зона заделки будет поглощать цементный раствор без появления разрывов окружающего грунта. После того как труба оказывается закрепленной в грунте, ее заполняют на величину анкерной заделки цементным раствором требуемой марки или эпоксидной смолой и вставляют арматуру анкера для закрепления ее внутри трубы. Свободную часть анкера через полиэтиленовую трубку заполняют материалом, предназначенным для защиты от коррозии.

Фирма «Бауэр» ФРГ для устройства анкеров собственной конструкции применяет технологию, показанную на рис. 17.11.

Фирма «Штумп» ФРГ для устройства постоянных анкеров использует следующую технологию (рис. 17.12). Бурят скважину без обсадных труб с промывкой ее водой или бентонитовой суспензией. Затем заполняют скважину цементным раствором с вытеснением из нее бентонитовой суспензии. После этого в скважину, заполненную раствором, погружают анкер, имеющий на нижнем конце опорную трубу и резиновый пакер, который отделяет зону заделки от остальной части скважины. Пакер раскрывают путем закачивания в него сжатого воздуха. По мере расширения пакер перекрывает пространство между анкерной тягой и стенками скважины, а также создает избыточ-

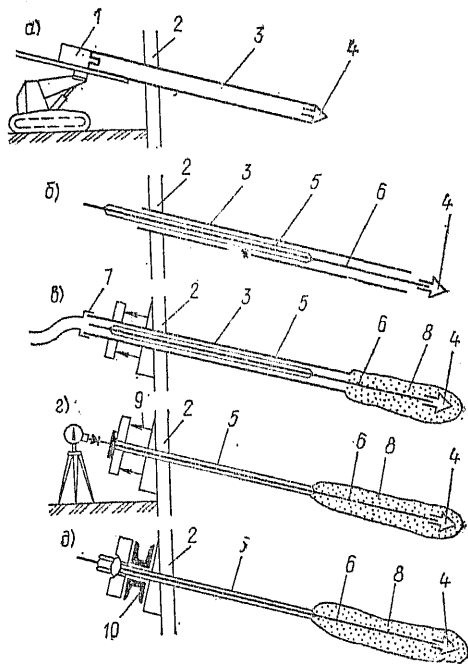


Рис. 17.11. Технология устройства анкеров фирмы «Бауэр»

а — проходка скважины с обсадкой трубами; б — установка анкера; в — инъецирование цементным раствором зоны заделки анкера с извлечением обсадных труб; г — предварительное натяжение анкера; д — рабочее состояние анкера; 1 — буровой станок; 2 — анкеруемое сооружение; 3 — обсадная труба; 4 — конусный наконечник; 5 — защитная полиэтиленовая оболочка; 6 — анкерная тяга; 7 — головка для цементации; 8 — цементное ядро; 9 — натяжное устройство; 10 — оголовок

ное давление на цементный раствор в зоне заделки.

В Советском Союзе пока нет специально разработанного оборудования для устройства анкеров, но имеется достаточно механизмов, которые можно использовать для этих работ [6].

Скважины под наклонные анкеры можно бурить буровыми станками колонкового и шнекового вращательного бурения, технические характеристики которых приведены в табл. 17.1.

Кроме буровых станков для проходки скважин под анкеры могут быть использованы пневмопробойники (табл. 17.2). Конструкция пневмопробойника достаточно проста. В его корпусе находится ударный механизм, ударник которого приводится в действие сжатым воздухом от компрессора. Под действием этого механизма цилиндрическое тело пробойника перемещается в грунте. Ударный механизм снабжен реверсивным устройством. После до-

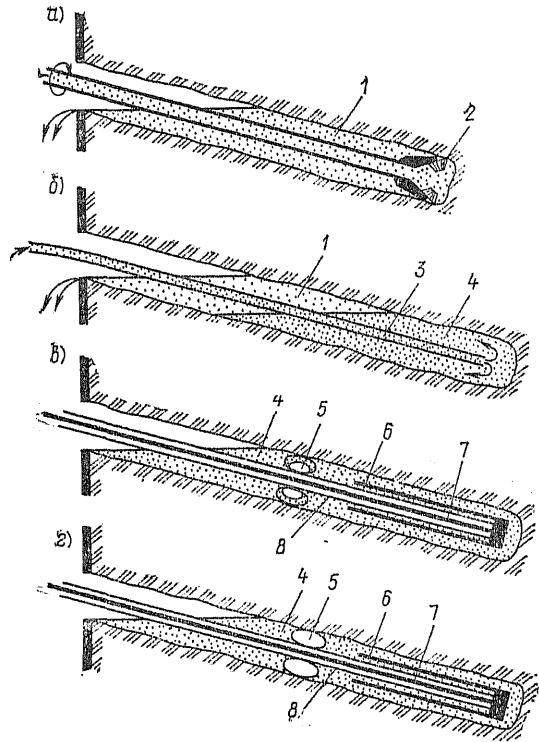


Рис. 17.12. Технология устройства постоянных анкеров фирмы «Штумп»

а — бурение скважины под бентонитовой суспензией; б — заполнение скважины цементным раствором; в — установка анкера; г — анкер, готовый к натяжению; 1 — бентонитовая суспензия; 2 — буровой инструмент; 3 — инъекционная трубка; 4 — цементный раствор; 5 — анкер фирмы «Штумп»; 6 — опорная труба; 7 — анкерная тяга; 8 — защитная полиэтиленовая оболочка

стижения пневмопробойником необходимой глубины проходки это устройство переключают на другую схему подачи сжатого воздуха для движения снаряда в обратном направлении и таким образом извлекают его из скважины.

Применение для проходки скважин пневмопробойников вместо буровых установок позволяет исключить такие дорогостоящие и трудоемкие операции, как крепление скважин обсадными трубами и их извлечение, и тем самым повысить эффективность анкерного крепления в целом. Однако успешное применение пневмопробойников ограничивается грунтами естественной влажности. При проходке скважин в переувлажненных глинистых грунтах и водонасыщенных песках, когда пневмопробойник не имеет для своего движения достаточного сцепления с грунтом или скважина после проходки пневмопробойником затягивается грунтом, могут возникнуть значительные осложнения. В этих случаях пневмопробойник чаще всего остается в грунте, так как вернуть

ТАБЛИЦА 17.1. БУРОВЫЕ СТАНКИ ВРАЩАТЕЛЬНОГО БУРЕНИЯ

Параметры	Марка станка					
	СБА-500	СБА-800	УКБ-200/300	ВСК-2М-100	СВБ-2 (шнек)	УЛБ-130 (шнек)
Глубина бурения, м	500	800	300	100	25	До 130
Диаметр бурения, мм	141	151	132	93	150	200
Угол наклона скважин к горизонтальной поверхности, град	0—360	45—90	0—360	0—360	60—90	10
Диаметр бурильных труб, мм	33,5; 42; 50	42; 50; 63,5	42; 50	33,5; 42	—	—
Внутренний диаметр шпинделя, мм	52	65	—	46	—	—
Максимальная грузоподъемная сила цилиндров гидропривода, кН	60	87	40	12	—	—
Ход шпинделя, мм	400	500	500	450	—	900
Частота вращения шпинделя, мин ⁻¹	104—1015	130—800	110—815	300—600	—	5—165
Мощность электродвигателя, кВт	32	60	30	—	—	—
Тип бурового насоса	ГРИ-16/40	ГРИ-16/40	НБ-11	2НБ-79	—	—
Габариты станка, мм:						
длина	1670	2150	2290	1710	—	2500
ширина	1130	1100	890	710	—	1000
высота	1620	1890	1485	1400	—	1450
Масса станка, кг	1112	1970	1115	480	1000	4000

ТАБЛИЦА 17.2. ПНЕВМОПРОБЙНИКИ

Параметры	Марка пневмопробойника		
	ИП-4601	ИП-4603	ПР-400
Диаметр пробиваемых скважин, мм:			
без расширителя	95	130	152
с расширителем	160	200 и 300	400
Средняя скорость пробивания скважин (без расширителя) м/ч	1—50	10—80	40
Энергия удара при прямом ходе, Дж	8	20	60
Номинальное давление сжатого воздуха, МПа	0,6	0,6—0,7	0,6
Расход сжатого воздуха, м ³ /мин	4	3,5	6
Внутренний диаметр воздухоподводящих шлангов, мм	25	25	25
Длина пневмопробойника, мм	1500	1550	1880
Масса пневмопробойника (без расширителя и шлангов), кг	55	80	140

ТАБЛИЦА 17.3. РАСТВОРОСМЕСИТЕЛИ

Параметры	Марка растворосмесителя					
	С-771	С-834	С-772	С-685	С-220А	С-289А
Объем готового замеса, л	30	65	65	65	125	250
Вместимость смесительного барабана по загрузке, л	40	80	80	80	150	325
Частота вращения лопаточного вала, мин ⁻¹	46	31	31	31	31,2	25
Мощность электродвигателя, кВт	1	1,7	1,5	2,2	2,8	4,5
Частота вращения вала электродвигателя, мин ⁻¹	1410	930	950	2200	1400	1400
Средняя производительность по готовому раствору, м ³ /ч	1	1,5	1,5	1,5	2,5	5
Габариты, мм:						
длина	1240	2895	1860	2975	1340	1775
ширина	845	730	725	730	1495	2180
высота	540	1115	1105	1105	1690	2140
Масса, кг	75	325	210	360	840	1430

его по скважине обратно практически невозможно. Для устройства скважин в таких грунтах рекомендуется применять трубы с коническим наконечником, используя при этом пневмопробойник снаружи как ударный узел.

Для приготовления инъекционных растворов используются различного рода передвижные растворосмесители, характеристики которых приведены в табл. 17.3.

При производстве работ по нагнетанию цементно-песчаных растворов в пробуренные скважины рекомендуется использовать диафрагмовые насосы различной производительности (табл. 17.4).

Предварительное натяжение анкеров производится для предотвращения или максимального ограничения перемещений анкеруемой конструкции. Операции натяжения анкерных

ТАБЛИЦА 17.4. РАСТВОРОНАСОСЫ

Параметры	Марка растворонасоса									
	РН-1	С-210А	С-211	С-211А	С-232	С-251	С-256	С-263	С-317	ПНК-10
Производительность, м ³ /ч	6	6	3	3	6	1	2	3	6	До 4
Рабочее давление, МПа	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Диаметр выходного отверстия, мм	65	65	65	65	65	38	50	50	65	—
Мощность электродвигателя, кВт	7	7	3,7	3,5	7	1,7	2,2	2,2	7	3,5
Вместимость бункера, л	120	120	120	120	120	120	120	120	120	—
Дальность подачи раствора, м:										
по горизонтали	125	125	125	125	125	75	100	100	125	—
» вертикали	40	40	40	40	40	25	35	35	40	—
Габариты, мм:										
длина	2950	2870	2015	2080	2000	1240	1240	1240	1200	1400
ширина	1130	900	830	800	800	445	445	445	560	1050
высота	1450	1300	1200	1300	1300	760	760	760	1000	535
Масса, кг:										
растворонасоса	1450	1120	800	750	750	180	180	180	400	535
растворопровода	450	450	300	300	300	20	—	130	250	—

ТАБЛИЦА 17.5. ДОМКРАТЫ ДЛЯ НАТЯЖЕНИЯ АНКЕРОВ

Параметры	Марка домкрата				
	6280С	ДС-63-315	ДП-63-315	4С-30-200	СМ-537
Максимальное тяговое усилие, кН	1000	630	630	300	500
Ход поршня, мм	150	315	315	200	150
Диаметр натягиваемой арматуры, мм	16—40	28—40	5—7	20—28	16—42
Масса, кг	—	84	82	31	69
Арматура, рекомендуемая для натяжения	Стержневая прядевая		Проволочная	Стержневая	

тяг можно выполнить с использованием ответственных домкратов (табл. 17.5).

При устройстве анкеров проводят пробные, контрольные и приемочные испытания [4].

Пробные испытания проводят на опытной площадке проектируемого сооружения для определения приемлемости выбранного типа и конструкции анкера, уточнения технологии устройства анкера и его несущей способности по грунту. Испытанию подвергают 3—5 анкеров для каждого слоя грунтового основания, в котором предполагается устройство заделки анкера.

При контрольных испытаниях определяют соответствие фактической несущей способности рабочих анкеров расчетной нагрузке, заложенной в проекте. Число контрольных испытаний определяется проектом и должно составлять

не менее 10 % общего числа устанавливаемых анкеров.

Пробные и контрольные испытания проводят статическими ступенчато возрастающими выдергивающими нагрузками. Первая ступень нагрузки составляет, как правило, 0,1 испытательной нагрузки N_a , определенной проектом. Последующие ступени возрастают на 0,1 испытательной нагрузки. Причем на каждой ступени через интервал времени t , равный 1; 3; 5; 7,5; 10,5; 15; 21; 42 и 60 мин, измеряют перемещение u_a оголовка анкера с точностью 0,01 мм. После выдержки на испытательной нагрузке производится разгрузка до рабочей нагрузки с последующим закреплением анкера на сооружении.

По результатам испытаний строят графики $u_a = f(N_a)$; $u_a = f(t)$; $\Delta u_a / \lg t = f(N_a)$, по

которым определяют критическую нагрузку. Если отношение испытательной нагрузки к критической в контрольных испытаниях будет равно (или меньше) отношению аналогичных нагрузок, определенных в проекте на основании пробных испытаний, то анкер считается пригодным к эксплуатации.

При приемочных испытаниях определяют пригодность анкера к работе в сооружении. Эти испытания проводят путем бесступенчатого нагружения выдергивающей нагрузкой до величины испытательной нагрузки. После вы-

держки на испытательной нагрузке в течение 60 мин с фиксацией перемещений оголовка анкера в указанные ранее интервалы времени, производят разгрузку до рабочей нагрузки с последующим закреплением анкера на сооружении. По результатам испытаний строят график $u_a = f(t)$ на последней ступени.

Анкер считается пригодным к эксплуатации, если при выдержке времени на испытательной нагрузке разность деформаций в интервалах времени остается одинаковой или уменьшается.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вишнеvский П. Ф. Современные методы анкерного крепления в строительстве. — М.: Восниздат, 1981. — 246 с.
2. Зубков В. М., Перлей Е. М., Раюк В. Ф. и др. Подземные сооружения, возводимые способом «стена в грунте». — Л.: Стройиздат, 1977. — 200 с.
3. Методические рекомендации по расчету и технологии сооружения анкерных удерживающих конструкций. — М., 1981. — 41 с.
4. Рекомендации по технологии устройства временных анкеров в нескальных грунтах. — М., 1980. — 30 с.
5. Рекомендации по проектированию и устройству анкеров в нескальных грунтах. — М., 1977. — 33 с.
6. Смородинов М. И., Федоров Б. С. Устройство фундаментов и конструкций способом «стена в грунте». — М.: Стройиздат, 1976. — 123 с.
7. Строительные нормы и правила. Свайные фундаменты. СНиП II-17-77. — М.: Стройиздат, 1978.
8. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции, СНиП II-21-75, М.: Стройиздат, 1976.

Глава 18. УКРЕПЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ И УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

18.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Укрепление оснований зданий и сооружений делается в следующих случаях:

при ослаблении основания в процессе эксплуатации здания (сооружения), в результате чего появляются недопустимые осадки или прогибы в элементах здания;

при реконструкции здания (сооружения) с существенным увеличением массы здания или полезных нагрузок на здание;

при разработке котлованов или траншей в непосредственной близости от существующего здания (сооружения);

при возведении рядом с существующим зданием нового здания, создающего дополнительную нагрузку на основание существующего.

Фундаменты укрепляют (усиливают) в таких случаях:

при снижении прочности материала фундамента за время эксплуатации здания (сооружения);

при реконструкции здания с существенным увеличением массы здания или при замене старого технологического оборудования новым, создающим увеличение нагрузок на здание;

при появлении трещин в здании (сооружении) в результате неравномерных деформаций основания;

при выравнивании сооружений в связи с их креном.

Могут быть и другие причины, обуславливающие необходимость укрепления (усиления) фундаментов (строительство метро, подземные работы) [2, 11].

В большинстве случаев о необходимости укрепления оснований или фундаментов свидетельствуют внешние повреждения здания или сооружения, определяемые визуально. Трещины на стенах, окнах, перекосы и заклинивания дверей и окон в зданиях являются характерными признаками, свидетельствующими о том, что здание испытывает деформации и что надо установить систематические наблюдения за зданием. У промышленных зданий бывают и другие признаки, свидетельствующие о недопустимых деформациях. Вследствие каркасной конструкции и больших пролетов между колоннами такие здания бывают иногда менее чувствительны к неравномерным деформациям, чем высокоточное оборудование, находящееся в зданиях (например, ускорители, прокатные станы, мостовые краны, прецизионные приборы). У некоторых зданий складского типа слу-

чаются аварии из-за потери основанием устойчивости ввиду больших горизонтальных нагрузок, возникающих от односторонней пригрузки основания (например, склады руды, стройматериалов и т. п.). У высотных сооружений типа башен и труб характерным видом деформаций является крен. Нередко крены наблюдаются у таких распространенных сооружений, как силосные башни, колокольни, минареты [4].

При проектировании укрепления оснований и усиления фундаментов следует сначала проанализировать характер деформаций здания и в зависимости от этого направить внимание на изучение возможных причин деформаций.

К апробированным методам укрепления оснований, а также защиты от ослабления грунтов оснований относятся цементация, силикатизация, смолизация, дренаж, противofильтрационные завесы, пригрузки, подпорные стены.

Основные методы усиления фундаментов: защита материала фундамента от выветривания, укрепление фундамента для повышения его прочности, углубление фундамента, увеличение опорной площади, подведение свай, выправление деформаций.

18.2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Исходные данные включают в себя следующее:

материалы обследования здания или сооружения и, в частности, фундаментов; инженерно-геологические и топографические материалы по площадке;

общие чертежи существующего здания; исполнительные чертежи фундаментов; данные о нагрузках на фундаменты (исходя из нормативных документов);

материалы геодезических наблюдений; намечаемые решения по реконструкции надфундаментной части здания;

данные о предельных деформациях фундаментов (исходя из эксплуатационных условий и требований).

Материалы обследования старых, поврежденных деформациями зданий должны быть подробными и содержать сведения о прочности материала фундаментов и о наличии в них трещин, зарисовки и замеры трещин, описание грунта в подошве фундаментов. Эти данные должны быть получены на основании проходки шурфов в характерных местах около фундаментов. В материалах обследования сле-

дует излагать возможные причины деформации здания и давать информацию о повреждениях его надфундаментных конструкций. Рекомендуется приводить в качестве иллюстраций фотографии, схемы и чертежи с пояснениями.

Инженерно-геологические материалы должны содержать не только сведения, послужившие основой при проектировании здания, но и современные данные об изменениях в грунтовых и гидрогеологических условиях, которые произошли в результате обжатия основания, выполнявшихся работ, утечек воды и других жидкостей и пр. В этих материалах следует давать прогноз изменений условий и физико-механических характеристик грунтов. Топографические материалы должны быть достаточными для проектирования укрепительных работ и составления проекта производства работ. Масштаб плана площадки здания должен быть не менее чем 1 : 500 с сечением горизонталей через 0,5 м. В некоторых случаях (рассмотрение устойчивости склонов, берегов рек, оврагов) требуются обзорные топографические материалы масштаба 1 : 1000—1 : 2000 и менее.

Общие чертежи существующего здания должны содержать и технологические сведения, которые имеют значение для анализа причин деформаций здания и для принятия решения о реконструкции здания, в частности для выбора решения по усилению фундаментов. Одно из важных условий, которое следует оговорить в задании на проект усиления — это возможность остановки производства на период работ.

Исполнительные чертежи фундаментов — необходимый материал как при проектировании реконструкции здания, так и для усиления фундаментов. Если в архивах исполнительные чертежи отсутствуют, то их следует составить в период обследования и обмера фундаментов. Для этого фундаменты частично откапывают так, чтобы не создавалась опасность для деформации здания. На полную глубину фундаменты откапывают только в шурфах.

Материалы геодезических наблюдений необходимы для анализа деформаций поврежденных зданий. Такие наблюдения ведутся визуально и с помощью геодезических инструментов. Инструментальные наблюдения выполняются по программам, учитывающим особенности объекта. Описание методов наблюдений при проектировании реставрации памятников истории и архитектуры дано в литературе [4].

Намечаемые решения по реконструкции надфундаментной части здания используются при проектировании усиления фундаментов и укрепления оснований. Для этих же целей ис-

пользуются и данные о предельных деформациях зданий, соответствующих пределу эксплуатационной пригодности конструкций по технологическим и архитектурным требованиям.

При сборе исходных данных для проектирования рекомендуется учитывать возможность строительной организации, которой будет поручено выполнение работ.

18.3. УКРЕПЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ

18.3.1. Цементация

Для укрепления песчаных, песчано-гравелистых и выветрелых скальных грунтов применяется цементация. Для существующих зданий надобность в укреплении таких грунтов возникает не часто. Известные случаи относятся к условиям, когда из указанных грунтов под влиянием длительной фильтрации постепенно выносились мелкие частицы, создавая разуплотненное основание [8].

Материалами для цементации служат цемент, вода и добавки в виде песка, супеси, каменной муки, глины, искусственных химических веществ. Цемент и вода — главные активные составляющие. Песок и каменная мука добавляются для экономии цемента, особенно в тех случаях, когда требуются большие количества цементирующего раствора. Супесь и суглинок снижают прочность получаемого после твердения камня, но повышают водоудерживающую способность раствора, — такие растворы мало подвержены расслоению. Особенно способствуют стабилизации раствора бентонитовые глины, которые придают раствору качества, благоприятные для закачивания раствора в поры и трещины грунта. Применение химических веществ связано с ускорением или замедлением схватывания цементного раствора. Так, добавка хлористого кальция или жидкого стекла в количестве 1—2 % уменьшает срок схватывания в 1,5—2 раза. Ускорители схватывания действуют только в густых растворах ($B/C=0,4$). В жидких растворах ($B/C=5\div 10$) действие ускорителей сказывается слабо, так как большая часть ускорителя остается в воде, которая удаляется. Действие ускорителей надо обязательно испытывать в лаборатории, без этого применение их недопустимо.

Оборудование для бурения скважин применяют то же самое, что и для силикатизации или смолизации грунтов. Верхнюю часть скважин, лежащую в нецементируемой зоне, бурят увеличенным диаметром и полностью заливают цементным раствором. После схватывания

цемента скважину бурят вновь через цементный столб, который затем играет роль тампона, поскольку нагнетание производится с давлением в несколько атмосфер. Если необходимо зацементировать грунты, лежащие очень близко к поверхности, то следует предусмотреть укладку на поверхности в зоне скважин пригрузочного слоя бетона, который укладывают после бурения скважин и после того, как в скважины вставлены трубки для инъекции. Для цементации используют растворонасосы. Диаметр трубок-инъекторов составляет 25—100 мм. При небольшой глубине цементации, когда нагнетание ведется в один прием на всю зону цементации, применяют трубки малого диаметра. При глубине цементации более 6—8 м цементацию ведут нисходящими зонами. В этом случае нужно многократно бурить в каждом месте скважину, углубляя ее через ранее зацементированную часть скважины.

Радиусы закрепления грунта вокруг скважин, давление нагнетания, расход цементного раствора, прочность зацементированного грунта устанавливают в процессе опытных работ с учетом того, чтобы добиться получения требуемого закрепления с минимальными затратами материалов и труда.

При нагнетании растворов в грунт для укрепления оснований существующих зданий следует обращать внимание на соблюдение техники безопасности, поскольку нагнетание производится под большим давлением, при котором возможны разрывы соединений трубопроводов и шлангов. Кроме того, при нагнетании растворов (до их схватывания) могут создаваться дополнительные давления на ограждающие конструкции подвалов [1].

18.3.2. Дренаж и противодиффузионные завесы

Для укрепления основания или защиты его от ослабления на объектах, где в процессе эксплуатации происходит повышение уровня подземных вод, применяют дренаж.

Опыт эксплуатации крупных предприятий, особенно в металлургической и химической промышленности, показывает, что на промышленных площадках, как правило, уровень верхнего водоносного горизонта повышается, а так как глинистые грунты снижают свои прочностные и деформационные свойства при увлажнении, то возникают дополнительные осадки, крены и пр. Чтобы защитить здания и сооружения от развития недопустимых деформаций, в числе защитных мероприятий следует рассматривать и вариант дренажа промышленной площадки.

При выборе решения дренажа площадки

эксплуатируемого объекта следует учитывать условия создания всех элементов этого дренажа. В первую очередь необходимо упорядочить все системы канализации (дождевой, производственной, бытовой) и системы водоснабжения, поскольку от этих систем часто зависит повышение уровня подземных вод.

Из применяемых систем дренажа, как правило, исключаются пластовый и горизонтальный трубчатый дренажи, устанавливаемые в открытых траншеях, так как для действующих объектов это обычно связано с нарушением многих сооружений, устройств, а также нормального режима работы объекта.

Вертикальный дренаж не требует много места для его размещения и отличается маневренностью, т. е. возможностью сгущать скважины по мере надобности. Для повышения эффективности работы водопонизительных скважин, оборудованных погружными насосами в слабопроницаемых (глинистых) грунтах, рекомендуется предусматривать вакуумирование грунтов. Для этого в системе водопонизительных скважин следует устанавливать вакуумные насосы (табл. 18.1). На рис. 18.1 дана принципиальная схема вакуумной скважины.

ТАБЛИЦА 18.1. ХАРАКТЕРИСТИКА ВАКУУМНЫХ НАСОСОВ ПО ПОДАЧЕ ВОЗДУХА

Марка насоса	Подача, м ³ /ч	Марка насоса	Подача, м ³ /ч
ВВН-0,75	45	ВВН-6Н	360
ВВН-1/2М	90	ВВН-12М	720
ВВН-3	180	2ДВН-500	1800
ВВН-3М	180		
2ВНК-3МВУ	216	2ДВН-1500	5400

Системы вертикального дренажа рекомендуется сопоставлять с системами лучевых горизонтальных водозаборов, состоящих из вертикальной выработки (колодца) и скважин, выполненных из этого колодца горизонтально или с небольшим уклоном в сторону колодца. В ВИОГЕМе разработана конструкция установки лучевого бурения УЛБ-130. Установка состоит из трех основных агрегатов: бурового станка, маслостанции, пульта управления. Буровой станок включает в себя подвижную буровую платформу, перемещающуюся на величину рабочего хода гидроцилиндром подачи. На платформе смонтированы два вращателя — вращатель рабочих труб с гидроцилиндром и вращатель шнеков. Оба вращателя могут работать независимо друг от друга. Буровой станок и маслостанция монтируются в колодце

на расстрелах. Маслостанция, включающая электромотор мощностью 30 кВт с пятью насосами, монтируется на поверхности у колодца. Минимальный диаметр шахтного колодца 2,5 м; длина лучевых скважин 130 м; диаметр бурения 200 мм; угол наклона скважины от горизонтали $\pm 10^\circ$. Проходимые породы — обвод-

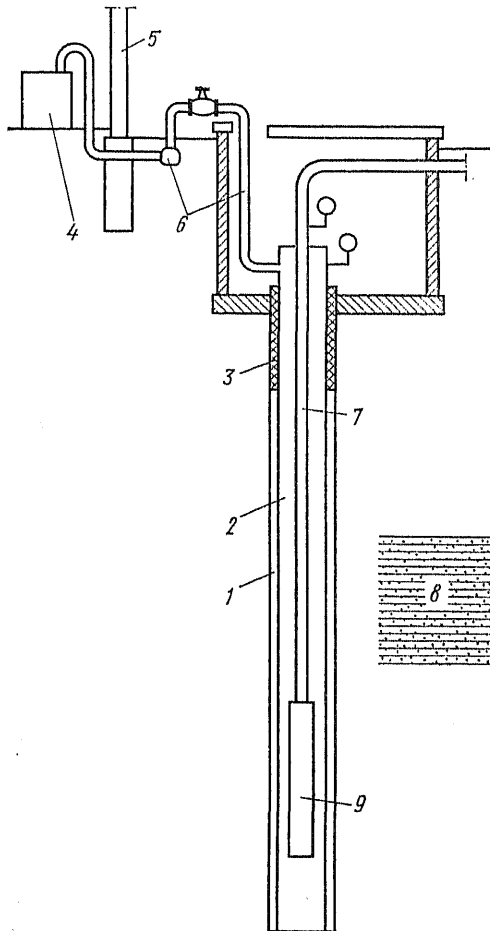


Рис. 18.1. Вакуумная скважина

1 — обсыпка — гравий (песок); 2 — перфорированная труба; 3 — глинистый или цементный тампон; 4 — вакуум-насос; 5 — здание; 6 — вакуумные трубопроводы; 7 — напорный трубопровод; 8 — водонасыщенные слои — пески, суглинки, глины; 9 — насос

ненные неустойчивые мелкие пески и грунты средней крепости (до VII категории по буримости). В грунтах, обладающих временной устойчивостью (например, глинистые пески), лучевые скважины могут выполняться и другими станками, имеющими вращатель только рабочего органа, с установкой фильтровых труб после бурения.

На застроенных территориях, сложенных глинистыми грунтами, для снижения уровня подземных вод рекомендуется применение дре-

нажных завес, которые выполняются в виде ряда пересекающихся вертикальных скважин, заполняемых хорошо фильтрующим материалом, например песком. Подземная вода, собираемая дренажной завесой, откачивается насосом, устанавливаемым либо в колодце, либо в скважине, к которым вода фильтрует вдоль завесы.

Применение водопонижения, особенно в глинистых и пылеватых песчаных грунтах, влечет за собой уплотнение и осадку осушаемой толщи грунтов. Это явление следует учитывать при проектировании дренажа существующих объектов, так как оно может увеличить деформации зданий и сооружений.

Расчет дополнительной осадки здания или территории рекомендуется выполнять методом послойного суммирования с учетом того, что каждый метр понижения уровня подземных вод соответствует увеличению нагрузки на грунт на $9,8 \text{ кН/м}^2$. К определенному в каждом расчетном слое давлению в грунте от сооружения (СНиП 2.03.01-83, прил. 2) следует добавлять дополнительное давление, образовавшееся за счет понижения уровня подземных вод. Нижняя граница сжимаемой толщи основания в этом случае должна определяться исходя из того, на какую глубину распространится увеличение давления на грунт в результате водопонижения.

Таким образом, дренаж площадки, понижающий свободный уровень подземных вод, приводит к двойному действию на грунт основания: увеличивает нагрузку на грунты и не только отводит гравитационную воду, но и создает благоприятные условия для отжатия поровой воды, что приводит к уплотнению пылеватых песков и глинистых грунтов текучей, текучепластичной и мягкопластичной консолидации и тем самым увеличивает осадку сооружения. Результаты второго действия сказываются иногда длительное время [5, 9].

Для исключения подъема уровня подземных вод и предотвращения ослабления оснований применяют противофильтрационные завесы, с помощью которых защищаемую территорию отделяют от источника обводнения.

Применение противофильтрационных завес рекомендуется рассматривать в комбинации с дренажем, что может дать экономию за счет снижения затрат на строительство и эксплуатацию дренажа и уменьшить «проскок» воды к защищаемому объекту.

Устройство завес осуществляется как специальным оборудованием, так и общестроительным, например экскаватором-драглайном, который разрабатывает траншею, заполняемую вслед за этим глинистым грунтом (подробнее о проектировании завес сказано в гл. 16).

18.3.3. Повышение несущей способности (устойчивости) оснований

Усиление оснований бывает вызвано не только недопустимыми вертикальными деформациями (осадками), но и недостаточной несущей способностью оснований. У существующих зданий обычно недостаточность несущей способности основания возникает в результате ведущихся рядом с ними земляных работ, поэтому при реконструкции здания, предприятия, при выполнении земляных работ на застроенных территориях или даже при создании условий, которые изменяют расчетную схему здания или сооружения, рекомендуется проверять несущую способность оснований.

Расчетная проверка выполняется по методике, изложенной в нормативных материалах [12, 13] и в другой литературе [6]. В Справочнике вопросам устойчивости откосов посвящена гл. 14; расчеты несущей способности оснований рассмотрены в главах 5 и 7. Так как рекомендации, содержащиеся в указанных источниках, как правило, не учитывают все условия, возникающие в основаниях существующих сооружений, следует тщательно выбирать расчетный метод и схему, наиболее подходящие по инженерно-геологическим условиям, по создавшейся на объекте ситуации, по требованиям и возможностям, которые имеются у заинтересованных организаций. Тщательно составленная расчетная схема и выполненный по ней расчет помогают выбрать возможные варианты укрепления основания.

В большинстве случаев недостаточной несущей способностью обладают замоченные глинистые грунты, а также трещиноватые скальные и полускальные грунты.

Для глинистых грунтов мероприятиями, повышающими несущую способность, являются водопонижение (дренаж); планировка поверхности, перераспределяющая соотношения сдвигающих и удерживающих сил; механические способы, такие, как устройство буронабивных свай, затяжек, анкеров в грунте, шпунтовых ограждений. Для скальных и полускальных грунтов такими мероприятиями могут быть цементация, устройство анкеров в грунте, водопонижение (дренаж), планировка поверхности.

Одной из основных трудностей при расчетах оснований по несущей способности и выборе защитных мероприятий является выявление наиболее опасной поверхности смещения в массиве основания. В этом случае при неоднородных по инженерно-геологическим условиям основаниях, что, как правило, и бывает, аналитические решения могут дать весьма неправильные ответы, поэтому надо стремиться оп-

ределять опасную поверхность скольжения с помощью различных методов изысканий.

На рис. 18.2 показан пример строительства здания, расположенного на расстоянии 6 м от уже существующего здания и на более низкой

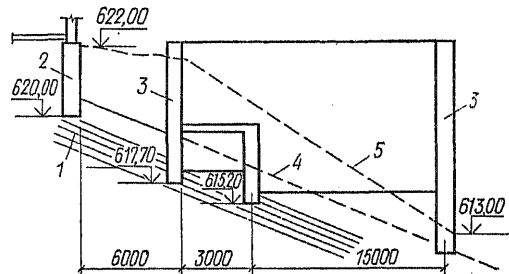


Рис. 18.2. Строительство здания на склоне ниже существующего здания

1 — слой мергеля; 2 — фундамент существующего корпуса; 3 — стены проектируемого корпуса; 4 — кровля мергеля; 5 — поверхность

отметке, поэтому при разработке котлована возникла опасность потери устойчивости оснований и фундаментов существующего здания. В основании зданий залегает мергель, причем падение слоистости совпадает с падением склона, а прочностные характеристики мергеля по слоистости значительно ниже, чем вкrest слоистости. Рациональным решением явилось выполнение стен небольшими захватками, в результате чего была исключена подрезка основания существующего корпуса на большой длине. Для данных геологических условий расчеты устойчивости выполнялись по плоским поверхностям скольжения.

Другой пример рассмотрен на рис. 18.3. Здание предполагалось защитить от активного давления грунта со стороны склона с помощью стенки из буронабивных свай. В период возведения каркаса здания стенка из свай не выдержала и наклонилась, а выше нее по склону

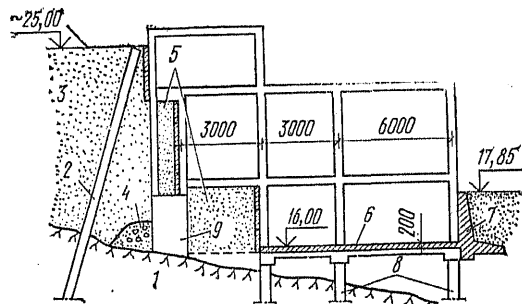


Рис. 18.3. Усиление подземной части здания, возведенного на оползневом склоне

1 — скальный грунт; 2 — деформированная буронабивная свая; 3 — засыпка щебнем после срезки оползня; 4 — дренаж; 5 — диафрагмы жесткости; 6 — горизонтальная железобетонная диафрагма; 7 — подпорная стена; 8 — буронабивные сваи; 9 — фундамент

образовался оползень. Было принято решение — усилить каркас и подземную часть здания, чтобы оно могло воспринять не только активное, но и оползневое давление. В пазухах был заменен местный грунт на щебень, выполнены диафрагмы жесткости (вертикальные и горизонтальные) и подпорная стена.

Следовательно, при строительстве зданий рядом с уже существующими или на оползнеопасных склонах необходимо принимать рациональные конструктивные решения не только фундаментов, но и надземных частей зданий.

18.3.4. Защита оснований от влияния строящихся рядом зданий и сооружений

При строительстве на слабых грунтах (водонасыщенные пылеватые пески, глинистые грунты текучепластичной и мягкопластичной консистенции) в условиях тесной городской или промышленной застройки строительство нового

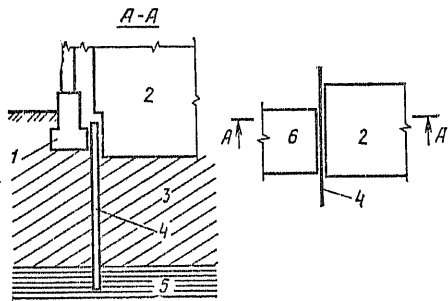


Рис. 18.4. Защитное шпунтовое ограждение
1 — существующий фундамент; 2 — проектируемое здание; 3 — грунт основания; 4 — шпунт; 5 — прочный грунт; 6 — существующее здание

здания оказывает существенное влияние на деформацию основания под ранее возведенными зданиями.

Дополнительная осадка (иногда даже трещины и перекосы) сильнее проявляется в той части существующего здания, которая находится вблизи нового здания. В указанной ситуации рекомендуется расчетом проверить влияние нового здания на основание старого, и если это необходимо, то принять для нового здания другой тип фундамента, при котором будет исключено влияние на основание существующего здания. Если же переход на другой тип фундамента нецелесообразен, то можно сделать ограждение основания старого здания вдоль той стороны, с которой намечается строительство нового здания.

Ограждение рекомендуется выполнять из шпунта, буронабивных свай или способом «стена в грунте». Ограждение в плане должно иметь достаточную длину, чтобы исключить

влияние нового здания в обход ограждения. Для этого рекомендуется выводить ограждение за контуры существующего здания не менее чем на толщину слоя слабого сжимаемого грунта. В вертикальном разрезе ограждение должно прорезать сжимаемую толщу в слабом грунте и входить в прочный грунт (рис. 18.4) [6].

18.4. УСИЛЕНИЕ (УКРЕПЛЕНИЕ) ФУНДАМЕНТОВ

18.4.1. Защита фундаментов от выветривания

Это мероприятие выполняется при физическом и химическом выветривании материала фундаментов, когда процессами выветривания кладка затронута неглубоко и нет сквозных трещин в фундаментах. Обычно это бывает, если фундаменты выполнены из бутовой или кирпичной кладки, обладающей невысокой прочностью и водостойкостью. Химическое выветривание может происходить при недостаточной стойкости цемента или заполнителя против агрессивных свойств среды.

При восстановлении поверхности фундаментов применяют оштукатуривание цементным раствором (торкретирование) по подготовленной (зачищенной) боковой поверхности фундаментов или оштукатуривание по металлической сетке, укрепленной на боковой их поверхности. Если процессы выветривания захватили фундамент на всю толщину, необходимо либо зацементировать кладку, укрепив тем самым существующий фундамент, либо выполнить обшпунт, восстановив несущие функции фундамента.

Цементация фундамента выполняется путем бурения с поверхности и из первого или подвального этажа в кладке фундамента скважин и нагнетания в них цементного раствора. Скважины бурят перфораторами или электродрелью диаметром 20—30 мм на расстоянии 50 см одна от другой, на глубину примерно 2/3 толщины фундамента. В скважины вставляют трубки диаметром 20—25 мм, через которые нагнетают цементный раствор. Трубки в устьях скважин заделывают густым раствором на глубину 10 см. Давление нагнетания 0,2—0,6 МПа. После пробных нагнетаний следует откопать опытные участки, проверить результаты и уточнить технологию работ, состав работ и пр. [4, 10].

В тех случаях, когда из-за выветривания и разрушения кладки фундаментов образовались трещины в надфундаментной части здания или сооружения, простое заполнение открытых трещин цементным раствором может быть

недостаточным. Тогда рекомендуется повысить прочность здания или сооружения другими конструктивными мероприятиями.

18.4.2. Повышение прочности и уширение фундамента

При реконструкции производства или здания, когда существенно возрастают нагрузки на фундамент, а также когда в результате неравномерных осадок появляются трещины в здании и фундаменте, рекомендуется усилить фундамент, выполнив обойм из бетона или железобетона. В старом фундаменте, а иногда и в цокольной части стен устраивают штрабы, бурят шпур, в которые устанавливают закладные детали (балки, арматуру), обеспечивающие совместную работу старых фундаментов и обоек. Кроме того, в обоймах устанавливают арматуру, рассчитанную на обеспечение прочности стен в продольном направлении. Этим способом достигается также развитие опорной площади фундаментов, т. е. снижается давление на основание, а следовательно, уменьшаются осадки здания.

Для обеспечения совместной работы обоек и фундамента из рваного бутового камня на слабом цементном растворе обойму выполняют в траншеях. В отверстия, просверленные перфораторами или пробитые в старом фундаменте, вставляют стяжки. Сцепление бетона с бутовой кладкой обуславливается неровной боковой поверхностью кладки, очищенной от грунта, промытой и продутой сжатым воздухом (рис. 18.5).

На рис. 18.6 показано усиление бетонного или из гладкой каменной или кирпичной кладки фундамента с одновременным увеличением опорной площадки, также с выполнением обоек. Размер шпонок по высоте принимается исходя из обеспечения передачи поперечных усилий от обоек существующему фундаменту. Желательно выполнять обойму с применением расширяющегося цемента. При необходимости в обойму вставляется продольная арматура, например при наличии трещин в фундаменте, лишаящих фундамент необходимой жесткости. Если требуется расширить фундамент с обжатием основания под полосами расширения или выправить фундамент и стену, то рекомендуется следующая технология (рис. 18.7): в траншеях устраивают из сборных блоков или из монолитного бетона банкетки на утрамбованной щебеночной подготовке; пробивают отверстия сквозь фундамент и штрабы вдоль фундамента; устанавливают в штрабы металлические балки; вдоль фундамента бетонируют железобетонные балки или устанавливают металлические; домкратами обжимают основание

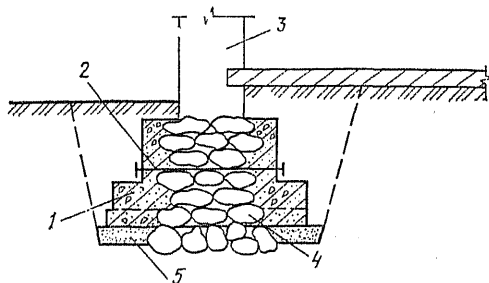


Рис. 18.5. Увеличение площади подошвы бутового фундамента

1 — бетонная обойма; 2 — металлическая стяжка; 3 — стена; 4 — существующий ослабленный фундамент; 5 — щебень, втрамбованный в грунт

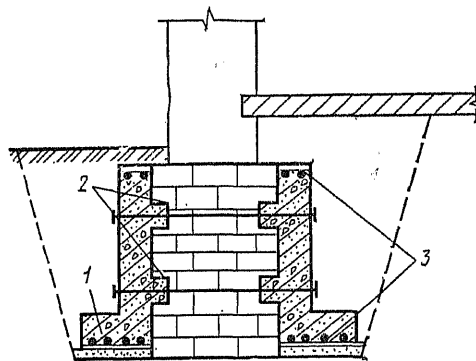


Рис. 18.6. Увеличение площади подошвы кирпичного или бетонного фундамента

1 — железобетонная обойма; 2 — шпонки; 3 — продольная арматура

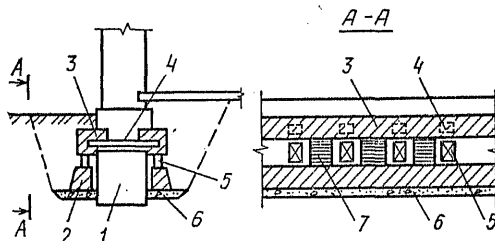


Рис. 18.7. Расширение и выправление деформаций фундамента

1 — существующий фундамент; 2 — бетонная банкетка; 3 — продольная железобетонная балка; 4 — поперечная металлическая балка; 5 — домкрат; 6 — щебень, втрамбованный в грунт; 7 — бетонное заполнение

под банкетками и, если требуется, выравнивают фундамент и стену; между домкратами устраивают бетонное заполнение или подкладки; вынимают домкраты и монолитизируют конструкцию.

В аналогичной ситуации удобно применять домкраты Фрейсине, представляющие собой плоские плиты из двух сваренных по контуру стальных листов толщиной 1—2 мм. По периметру такой полой плиты выполняют полый валик диаметром до 80 мм. В домкраты нагнетают твердеющую жидкую смесь, например цементный раствор или эпоксидную смолу, кото-

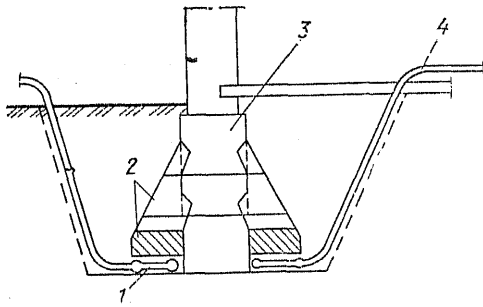


Рис. 18.8. Расширение фундамента с применением плоских домкратов
1 — плоский домкрат Фрейсине; 2 — железобетонная конструкция уширения; 3 — существующий фундамент; 4 — тянущая трубка

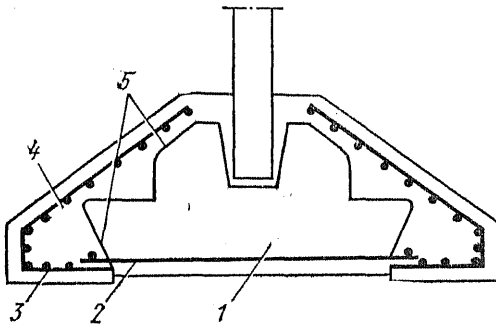


Рис. 18.9. Расширение опорной площади и усиление отдельно стоящего фундамента
1 — существующий фундамент; 2 — арматура существующего фундамента; 3 — новая арматура; 4 — новый бетон; 5 — поверхности вырубки существующего фундамента

рые после обжатия грунта основания сохраняют напряженное состояние за счет затвердевания (рис. 18.8). Конструкция таких домкратов очень проста и их можно изготовлять в мастерской по мере надобности. Форма домкратов в плане может быть квадратной, прямоугольной, круглой [10]. Контроль за обжатием можно вести по манометру.

Необходимая площадь опорной поверхности деревянных клеток, банкетов, временных подкладок под домкратами определяется исходя из повышенных нагрузок на грунт во время вывешивания надземных конструкций. Эти временные нагрузки на насыпной уплотненный грунт принимаются до 500 кН/м^2 , на глинистый ненарушенный тугопластичный грунт — до 1000 кН/м^2 , на песчаный грунт — до 2000 кН/м^2 [7].

Пример увеличения опорной площади отдельно стоящего железобетонного фундамента показан на рис. 18.9.

18.4.3. Подведение свай

При наличии в геологическом разрезе основания прочного слоя, пригодного для опиран-

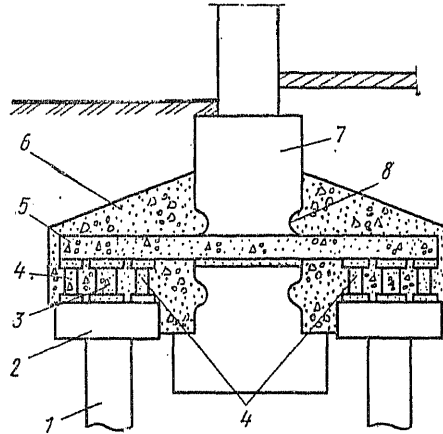


Рис. 18.10. Подведение под фундамент буронабивных свай

1 — свая; 2 — ростверк; 3 — домкрат, удаляемый перед обтоном; 4 — подставки; 5 — балка; 6 — обтомирование; 7 — существующий фундамент; 8 — штрабы

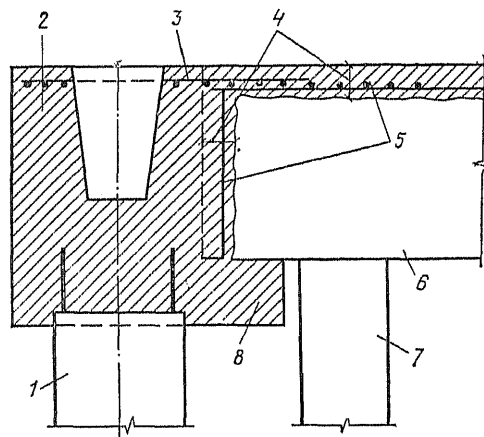


Рис. 18.11. Соприжение фундаментов существующего здания и пристройки

1 — буронабивная свая; 2 — ростверк для пристройки; 3 — сетка, объединяющая ростверки; 4 — вырубленный слой бетона; 5 — обнажаемая арматура существующего ростверка; 6 — существующий ростверк; 7 — забивная свая; 8 — поддерживающий консольный выступ

ния на него свай, в проектах усиления фундаментов следует рассматривать вариант подведения свай под существующие фундаменты (рис. 18.10 и 18.11). Подведение свай вблизи стены чрезвычайно затрудняет работу. Для выполнения буронабивных свай необходимо, чтобы минимальное расстояние от свай до стены составляло не менее 2,5 м. При этом поперечные балки получаются громоздкими, что осложняет их монтаж и вызывает большие расходы металла. Кроме того, бурение крупных скважин сопровождается сотрясением, а часто и увлажнением грунта, что может повлечь дополнительные осадки здания под нагрузкой. Внутри здания работы еще более осложняются

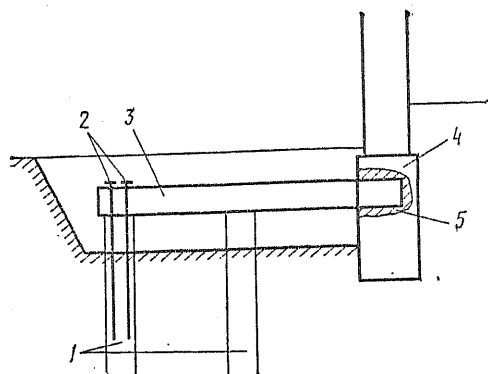


Рис. 18.12. Усиление фундамента буронабивными сваями, расположенными снаружи здания
1 — буронабивные сваи; 2 — анкеры; 3 — балка; 4 — фундамент здания; 5 — замоноличиваемая заделка балки

из-за стесненности пространства и недопустимости нарушения технологических процессов предприятия, поэтому приходится иногда применять такие конструкции усиления, в которых стена подвешивается на консольные балки, и часть буронабивных свай работает на увеличенную нагрузку по сравнению с нагрузкой на существующие фундаменты (рис. 18.12) [14].

Зачастую забивка свай и бурение недопустимы по грунтовым условиям, по состоянию здания или по требованиям, исключающим шум и вибрации. В этом случае применяются вдавливаемые сваи. Расположение свай может быть ближе к стене и даже под существующим фундаментом. Для этого надо сначала укрепить фундамент, а иногда укрепить и стену, затем, отрывая последовательно шурфы под фундаментом (на 1,8—2 м глубже их подошвы), подводить и вдавливать в грунт отрезки металлических труб, свариваемых одна с другой и заполняемых бетоном. Вдавливание производится домкратом. Иногда такие сваи вдавливают на глубину 25 м. Преимуществом этих свай является возможность определить их несущую способность в процессе производства работ.

За рубежом применяют вдавливаемые сваи из сборных железобетонных элементов длиной до 100 см — сваи Мега. Площадь сечения свай 20×20 и 30×30 см. Внутри свай имеется сквозное отверстие. Допустимая нагрузка: 400 кН на сваи 30×30 см и 200 кН на 20×20 см.

Расстояние между сваями принимается 1,3—2 м [4, 10].

Устройство буронабивных и вдавливаемых свай требует соединения этих свай со старым фундаментом, что выполняется либо с помощью металлоконструкций (см. рис. 18.10 и 18.12), вставляемых в проемы и штрабы фун-

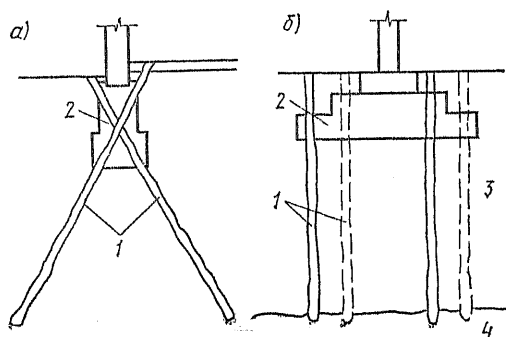


Рис. 18.13. Усиление фундаментов корневидными сваями

а — висячими; б — усиление фундамента сваями-стойками; 1 — буронабивные (корневидные) сваи; 2 — фундамент; 3 — слабый грунт; 4 — прочный грунт

дамента, либо с помощью железобетонных обойм (см. рис. 18.11).

В последнее время начинают применяться для укрепления фундаментов буронабивные сваи, называемые также корневидными. Для устройства этих свай нет необходимости выполнять большие земляные работы, пробивать вручную проемы и штрабы в старых фундаментах, зачищать боковую поверхность для сцепления нового бетона с материалом старого фундамента, расходовать стальной прокат. С поверхности земли и с уровня пола первого этажа или подвала бурят вертикально и наклонно через существующий фундамент скважины до опирания на прочный грунт. Диаметр скважины обычно составляет 100—250 мм. Этот вид укрепления фундаментов наиболее индустриален (рис. 18.13). Корневидные сваи особенно целесообразно применять для усиления старых фундаментов при реконструкции здания с увеличением нагрузок на фундамент, а также при опасности нарушения естественного основания глубокими выемками или подземными выработками возле здания. Известны примеры закрепления старых фундаментов зданий в тех случаях, когда рядом строится новое здание, под нагрузкой которого возможны деформации основания под старым зданием. В отличие от буронабивных свай, корневидные сваи бурят с помощью станков с малыми габаритами и массой, не нарушающими фундамент и грунт основания [3, 10].

Технологическая линия по бурению скважин и устройств буронабивных свай состоит из буровых станков СБА-500, растворонасосов СО-48 (С-854) или СО-49 (С-855), ситогидроциклонной установки 4СГУ-2, приемных емкостей и раствороводов. Объединение Гидроспецстрой Минэнерго СССР применяет в зависимости от грунтовых условий бурение

шнеком, шарошечным долотом, колонковой трубой как без крепления скважин обсадными трубами, так и под защитой либо обсадных труб, либо глинистого раствора. Для бурения по кирпичной, каменной кладке или по бетону используются коронки повышенной прочности. Высокопрочные коронки могут выбурить даже арматуру больших диаметров. После окончания бурения в скважину, заполненную глинистым раствором, опускают арматурный каркас. Обычно это делают секциями длиной 1—3 м в зависимости от высоты помещения, из которо-

го ведется бурение скважин. Вне помещений длина каркасов может быть больше. Затем в скважину опускают инъекционные трубки, через которые подается цементно-песчаный раствор. Для уточнения несущей способности свай рекомендуется проводить полевые испытания.

Принципиальные проектные решения по усилению фундаментов и укреплению оснований в процессе проектирования рекомендуется согласовывать со строительной монтажной организацией, привлекаемой к выполнению работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аллас Э. Э., Мещеряков А. Н. Укрепление оснований гидротехнических сооружений. — М. — Л.: Энергия, 1966. — 115 с.
2. Бранден Д., Дорнкемп Дж. Непokoйный ландшафт. — М.: Мир, 1981. — 191 с.
3. Ганичев И. А. Устройство искусственных сооружений и фундаментов. — М.: Стройиздат, 1981. — 543 с.
4. Гендель Э. М. Инженерные работы при реставрации памятников архитектуры. — М.: Стройиздат, 1980. — 198 с.
5. Герсеванов Н. М., Польшин Д. Е. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. — М.: Стройиздат, 1948. — 247 с.
6. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты (уч. для вузов). — М.: Стройиздат, 1981. — 319 с.
7. Зурнаджи В. А., Филатова М. П. Усиление оснований и фундаментов при ремонте зданий. — М.: Стройиздат, 1970. — 96 с.
8. Камбефор Г., Пуглис Р. Подъем здания с помощью инъекции раствора. Пер. с франц. 1971. — 23 с.
9. Кнорре М. Е., Моргунов Н. С., Коль С. А. и др. Опытный кессон Волгоярстроя. — М. — Л.: Госстройиздат, 1939.
10. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — М.: Стройиздат, 1980. — 133 с.
11. Legret P. Города и геология. Пер. с англ. — М.: Мир, 1976. — 558 с.
12. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1978. — 376 с.
13. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83. — М.: Стройиздат, 1985.
14. Швец В. Б., Тарасов Б. Л., Швец Н. С. Надежность оснований и фундаментов. — М.: Стройиздат, 1980. — 157 с.

19.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Водопонижение (искусственное понижение уровня подземных вод путем их откачки или отвода) применяется при разработке котлованов, возведении подземных сооружений, для постоянного снижения уровня подземных вод на территории промышленных предприятий, гражданских сооружений и сельскохозяйственных угодий и для защиты их от подтопления при подъеме уровня подземных вод [1, 2]. Понижение уровня подземных вод достигается применением водоотлива, дренажа, открытых и вакуумных водоопонизительных скважин, иглофильтров и электроосмоса.

Наряду с положительным эффектом водоопонижения, позволяющего вести земляные работы, возводить и эксплуатировать сооружения в осушенных грунтах, возникают и отрицательные явления. Фильтрационный поток, формирующийся в направлении к месту отбора воды (к скважинам, дренажу или к горной выработке), создает гидродинамическое давление на грунт, ослабляет прочностные связи в нем и может вызвать вынос частиц грунта. Понижение уровня воды вызывает уменьшение взвешивающего давления в грунте и, как следствие, дополнительные его осадки. Кроме того, происходит выделение растворенных в воде газов и химических веществ, в осушенное пространство проникает воздух, в результате чего изменяется среда, окружающая подземные сооружения.

Разрыхление и уплотнение грунтов, вызывающее дополнительные их осадки, возможно и в процессе бурения водоопонизительных скважин, погружения и извлечения иглофильтров, поэтому при проектировании водоопонижения необходимо предусматривать мероприятия по защите от нарушения оснований сооружений и откосов котлованов, а также по охране окружающей среды, т.е. не должны допускаться: истощения ресурсов подземных вод и их загрязнения; загрязнения и размыв берегов поверхностных водоемов; эрозия и высушивание почв; отрицательные последствия осадок грунтов, сооружений и территорий.

В проектах должно предусматриваться использование откачиваемых и отводимых вод для промышленных, сельскохозяйственных или коммунальных целей, а также использование взвешенных частиц и растворенных в воде веществ.

19.2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

19.2.1. Водоотлив

При проектировании водоотлива из котлованов и траншей должны быть предусмотрены канавки и лотки для сбора и отвода к зумпфам (водосборникам) поступающих в выемки подземных и поверхностных вод с последующей их откачкой на поверхность (рис. 19.1).

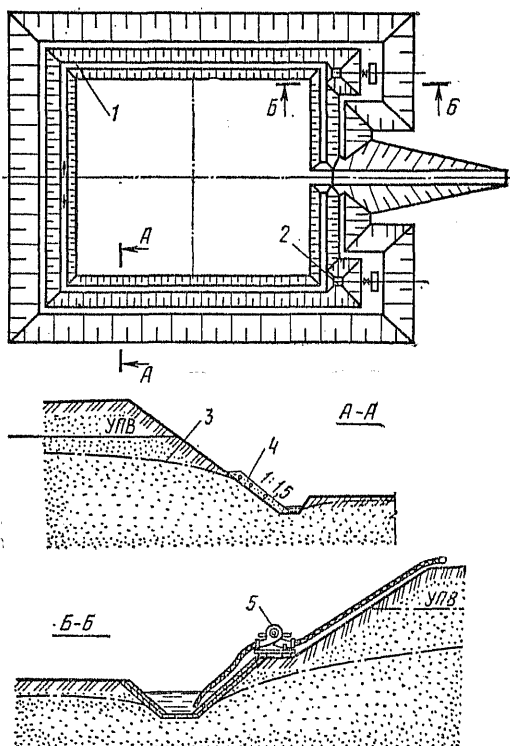


Рис. 19.1. Схема открытого водоотлива

1 — водосборная канавка; 2 — зумпф; 3 — депрессионная поверхность; 4 — дренажная пригрузка на откосе; 5 — насосная установка

Применение водоотлива не имеет ограничений в зависимости от вида грунтов (и их фильтрационных свойств). В проекте необходимо предусматривать мероприятия (пригрузки откосов и т.п.), исключающие нарушение природной структуры, разуплотнение и оплывание грунтов. При разработке грунтов методами гидромеханизации организация водоотлива становится более простой, так как откачка подземных вод обычно совмещается с удалением пульпы, а в забое допускается разрыхление грунтов фильтрующей водой. Эффективность применения водоотлива обуславливается

¹ В составлении гл. 19 принимал участие инж. А. Б. Мещанский.

высоким КПД насосного оборудования, минимальным, по сравнению с другими способами водопонижения, объемом откачиваемой воды и возможностью выполнения работ без привлечения специализированной строительной организации.

19.2.2. Дренаж

В практике строительства, а также для защиты сооружений находят применение следующие виды дренажей: траншейные, закрытые беструбчатые, трубчатые, галерейные, пластовые. Поступающие в них подземные воды самотеком направляются к водоотводящим

коллекторам, сбросным линиям или к водосборникам насосных станций (рис. 19.2).

Траншейные дренажи (открытые траншеи и канавы) можно применять для осушения массивов грунта на различных территориях. Такие дренажи являются эффективным средством водопонижения, но применимы лишь в относительно устойчивых грунтах, занимают значительные площади, осложняют устройство транспортных и других коммуникаций и требуют существенных эксплуатационных затрат для поддержания их в рабочем состоянии.

Закрытый беструбчатый дренаж (рис. 19.3) представляет собой траншею, заполненную фильтрующим материалом от дна до

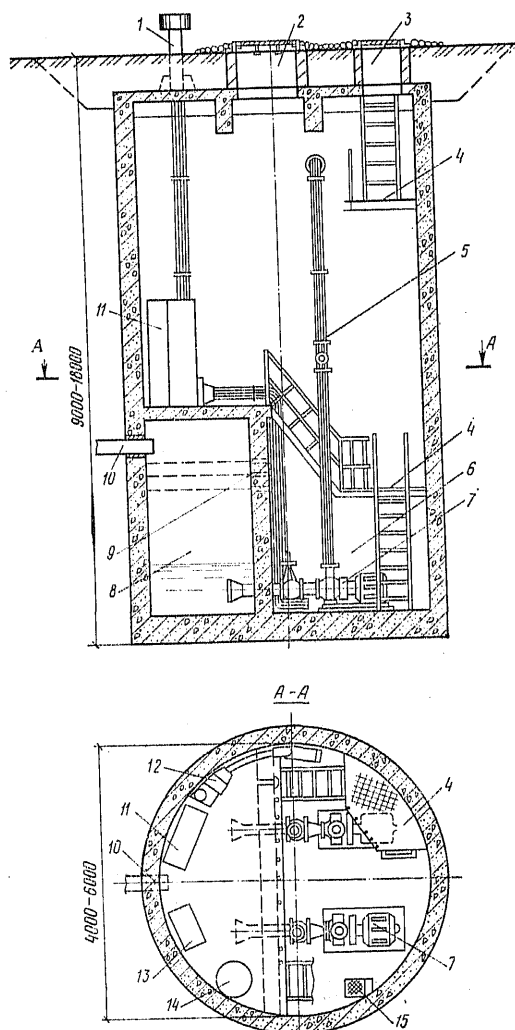


Рис. 19.2. Дренажная насосная станция
1 — воздуховод; 2 — грузовой люк; 3 — смотровой люк; 4 — переходная площадка; 5 — напорный трубопровод; 6 — машинное отделение; 7 — насосный агрегат; 8 — приемный резервуар; 9 — датчики уровней; 10 — подводящий коллектор; 11 — шкаф электропитания; 12 — вытяжной вентилятор; 13 — станция управления насосами; 14 — герметичный люк; 15 — приемок для сбора воды

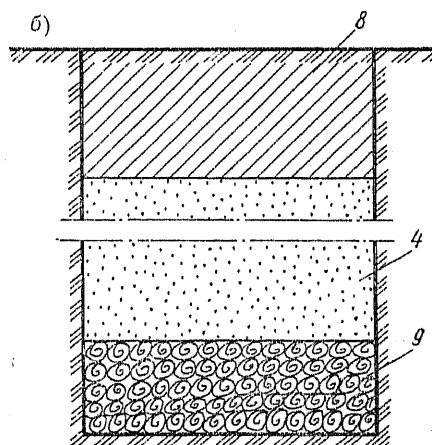
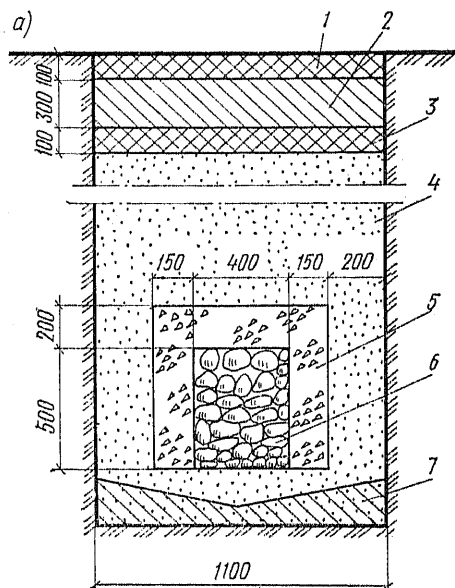


Рис. 19.3. Беструбчатые дренажи
а — каменно-щебеночный; б — хворостяной; 1 — дерн корнями вниз; 2 — уплотненная глина; 3 — дерн корнями вверх; 4 — местный песчаный грунт; 5 — щебень; 6 — каменная ладка; 7 — глинобетонная подушка; 8 — засыпка местным грунтом; 9 — хворост

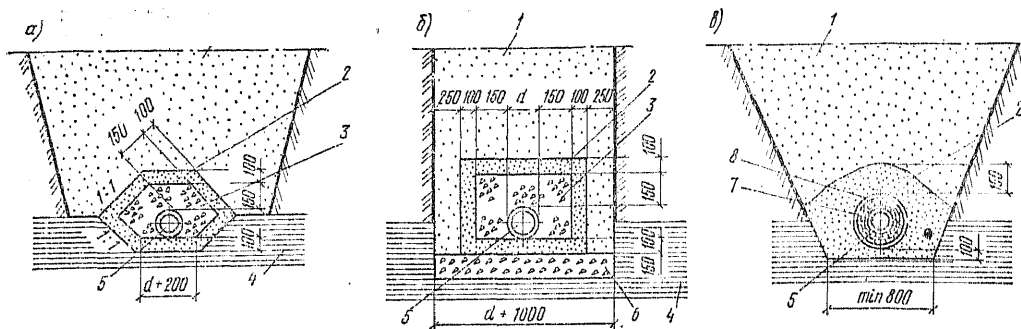


Рис. 19.4. Трубчатый дренаж совершенного типа
 а — с песчано-гравийной обсыпкой в траншее с откосами; б — с песчано-гравийной обсыпкой в траншее с вертикальными стенками; в — с фильтровым покрытием из минеральных волокнистых материалов; 1 — обратная засыпка местным песчаным грунтом; 2 — песок средней крупности; 3 — щебень; 4 — водоупор; 5 — труба; 6 — щебень, втрамбованный в грунт; 7 — минеральный волокнистый материал; 8 — хомуты из жгутов стекловолкна или шпагата

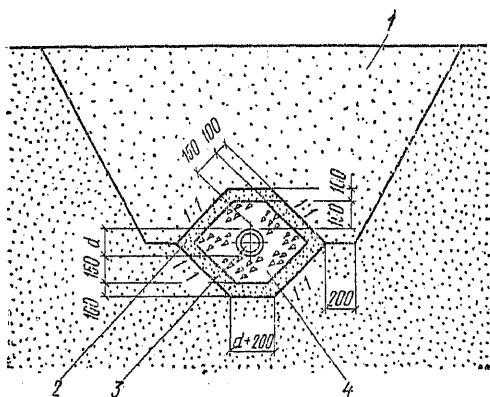


Рис. 19.5. Трубчатый дренаж несовершенного типа
 1 — местный песчаный грунт; 2 — песок средней крупности; 3 — труба; 4 — щебень или гравий

уровня подземных вод. В качестве фильтрующего материала используется гравий, щебень, камень и др. Закрытый беструбчатый дренаж целесообразно предусматривать в основном для сравнительно недолговременной эксплуатации, например на оползневом склоне в пе-

риод осуществления мероприятий, необходимых для его стабилизации; на уровне дна котлована в период возведения в нем сооружения и т. п.

Трубчатый дренаж — дырчатая труба с обсыпкой песчано-гравийным материалом или с фильтровым покрытием из волокнистого материала (рис. 19.4 и 19.5). Для трубчатых дренажей используются керамические (табл. 19.1), асбестоцементные (табл. 19.2 и 19.3), бетонные (табл. 19.4) и чугунные (табл. 19.5 и 19.6) трубы, трубофильтры из пористого бетона (ВСН 13-77 МЭИ СССР) и трубы железобетонные диаметром 400 мм (ГОСТ 6482.0—79). В мелиоративном строительстве применяются керамические дренажные трубы диаметром 100—250 мм (ГОСТ 8411—74).

Для приема подземных вод в асбестоцементных и чугунных трубах устраиваются круглые или щелевые отверстия (рис. 19.6, а, б, в),

ТАБЛИЦА 19.1. ТРУБЫ КЕРАМИЧЕСКИЕ КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ (ГОСТ 286—82)

Внутренний диаметр, мм		Толщина стенок ствола и раструба, мм
ствола	раструба	
150	224	19
200	282	20
250	340	22
300	398	27

Примечания: 1. Все размеры труб номинальные.

2. Трубы имеют длину 1000, 1100, 1200, 1300, 1400 и 1500 мм.

3. Длина нарезки ствола 60 мм.

4. Глубина раструба 60 мм.

ТАБЛИЦА 19.2. ТРУБЫ АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫЕ БЕЗНАПОРНЫЕ (ГОСТ 1839—80)

условный проход, мм	Труба					Муфта					
	диаметр, мм		толщина стенок, мм	длина, мм	масса 1 м длины, кг	условный проход, мм	диаметр, мм		толщина стенок, мм	длина, мм	масса, кг
	наружный	внутренний					наружный	внутренний			
100	118	100	9	3950	6	100	160	140	10	150	1
150	161	141	10	2950	6	150	212	188	12	150	2
200	211	189	11	3950	13	200	262	234	14	150	3
300	307	279	14	3950	25	300	366	334	16	150	5

ТАБЛИЦА 19.3. ТРУБЫ АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫЕ НАПОРНЫЕ (ГОСТ 539—80)

Условный проход, мм	Труба						Муфта				
	длина, мм	наружный диаметр, мм	толщина стенки, мм		масса 1 м длины, кг		длина, мм	наружный диаметр, мм		масса, кг	
			ВТ-6	ВТ-9	ВТ-3	ВТ-9		САМ6	САМ9	САМ6	САМ9
100	2950;	122	9	11	7,8	9,2	140	171	175	3,5	3,8
150	3950	168	11	13,5	12,9	15,2		219	225	4,6	5,2
200	3950	224	14	17,5	22,1	26,4	150	277	287	6,9	8,2
250		274	15	19,5	28,4	35,9		329	341	8,7	10,6
300		324	17,5	22,5	40,2	49,4		383	397	11,1	13,8

Примечание. Трубам типа ВТ-6 соответствуют муфты САМ6, а трубам типа ВТ-9 — муфты САМ9.

ТАБЛИЦА 19.4. ТРУБЫ БЕТОННЫЕ (ГОСТ 20054—82)

Условный проход, мм	Толщина стенки, мм	Длина, мм	Глубина раструба, мм
150	35, 30, 25	1000	50
200	40, 35, 30	1500	50
300	55, 50, 45	1500	80
400	75, 65, 55	1500	100

ТАБЛИЦА 19.5. ТРУБЫ ЧУГУННЫЕ КАНАЛИЗАЦИОННЫЕ (ГОСТ 6942.3—80)

Условный проход, мм	Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса трубы, кг, при длине, м		
			0,75	1,25	2
100	118	4,5	10,5	16,3	25
150	168	5	—	—	40

ТАБЛИЦА 19.6. ТРУБЫ ЧУГУННЫЕ НАПОРНЫЕ (ГОСТ 9583—75)

Условный проход, мм	Наружный диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Масса трубы, кг, при длине, м		
			4	5	6
150	170	8,3	132	163	193
200	222	9,2	193	238	282
250	274	10	260	320	381
300	325	10,8	336	414	492

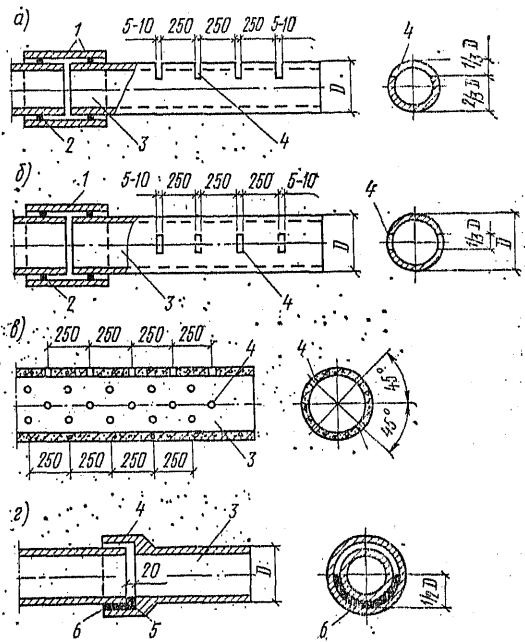


Рис. 19.6. Водопрямные отверстия в дренажных трубах

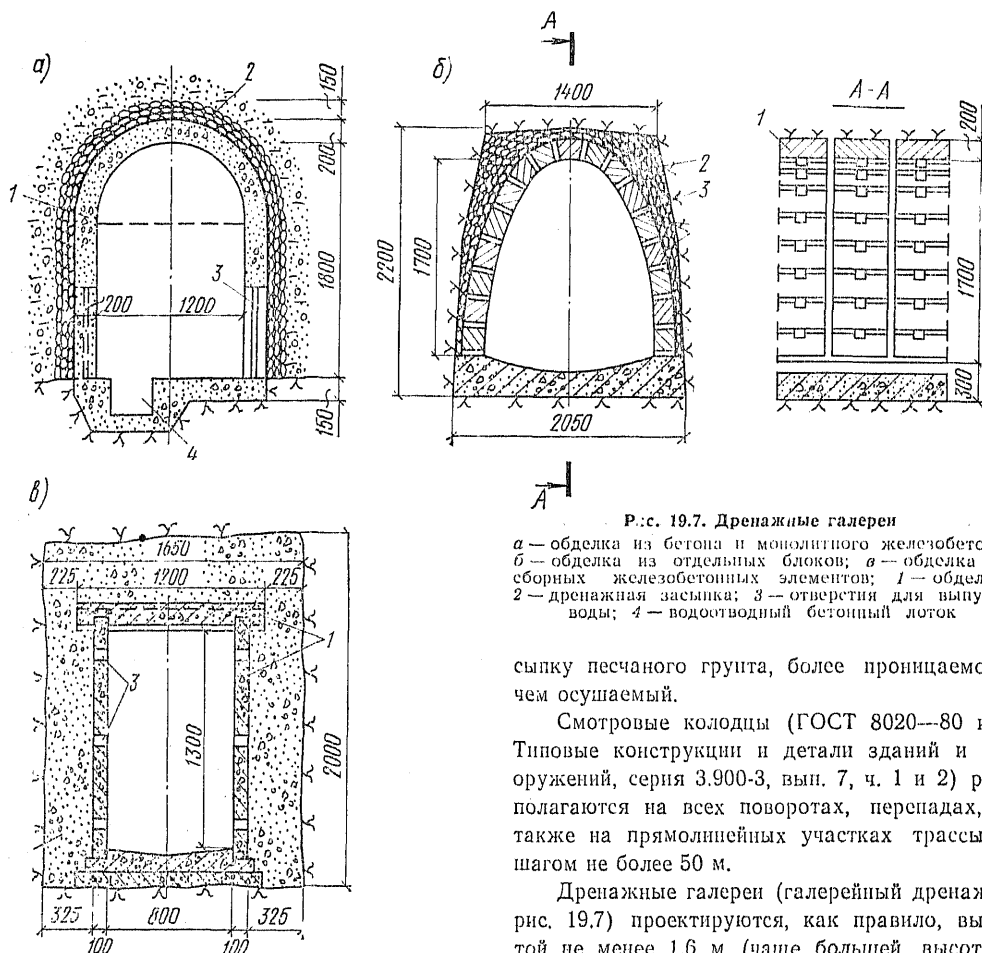
а — в верхней части асбестоцементных и чугунных труб; б — в боковой части асбестоцементных труб; в — в бетонных и железобетонных трубах; г — в виде зазоров в стыках керамических и чугунных труб; 1 — муфта; 2 — резиновое кольцо; 3 — труба; 4 — отверстия; 5 — просмоленная пакля; 6 — асфальтовая мастика или жирная глина

в бетонных и железобетонных — круглые (рис. 19.6, в). В керамические канализационные трубы подземные воды поступают через неполностью заделанные зазоры в стыках (рис. 19.6, г), в трубофильтры — через поры в материале их стенок. Материал труб выбирается в зависимости от глубины заложения дрены и агрессивности среды. В агрессивной среде применяются керамические и чугунные трубы. При неагрессивной среде могут применяться 27*

трубы из любого указанного выше материала с учетом глубины заложения дрены [1] (табл. 19.7).

Минимальные уклоны дренажных труб принимают в зависимости от их диаметра: 0,005 для диаметра до 150 мм и 0,003 для диаметра от 200 мм и выше.

Фильтровые покрытия применяются двух видов: нетканые волокнистые материалы (маты, плиты, войлок) — толщиной в несжатом



Р.с. 19.7. Дренажные галереи

а — обделка из бетона и монолитного железобетона; б — обделка из отдельных блоков; в — обделка из сборных железобетонных элементов; 1 — обделка; 2 — дренажная засыпка; 3 — отверстия для выпуска воды; 4 — водоотводный бетонный лоток

сыпку песчаного грунта, более проницаемого, чем осушаемый.

Смотровые колодцы (ГОСТ 8020—80 или Типовые конструкции и детали зданий и сооружений, серия 3.900-3, вын. 7, ч. 1 и 2) располагаются на всех поворотах, перепадах, а также на прямолнейных участках трассы с шагом не более 50 м.

Дренажные галереи (галерейный дренаж — рис. 19.7) проектируются, как правило, высотой не менее 1,6 м (чаще большей высоты), определяющейся условиями проходки галерей. Применяются такие галереи в ответственных случаях: для особо надежной долговечной эксплуатации, в процессе которой переустройство дренажа в случае выхода его из строя будет невозможным; если выполнить дренаж

состоянии 10 см; сетки и ткани из синтетических материалов типов ВВГ, ВВТ и ВВК — в четыре слоя, типа ВПМ — в два слоя, типов ССТЭ-6 и СС-1 — в один слой. При использовании этих покрытий следует устранять об-

ТАБЛИЦА 19.7. МАКСИМАЛЬНАЯ ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ДРЕНАЖНЫХ ТРУБ

Грунты основания	Трубы	Максимальная глубина заложения, м, при диаметре труб, мм			
		150	200	250	300
Пески гравелистые крупные и средней крупности, глины и суглинки полутвердые, тугопластичные	Бетонные	—	4	—	3,5
	Керамические канализационные	7,3	5,7	4,9	4,7
	Керамические дренажные и асбестоцементные безнапорные	3,5	3	2,6	—
	Асбестоцементные напорные:				
	ВТ-6	9,3	8,4	6,8	6,5
ВТ-9	16,9	14,9	12,3	12,5	
Пески мелкие и пылеватые	Бетонные	—	4,1	—	3,6
	Керамические канализационные	7,6	5,9	5,1	4,9
	Керамические дренажные и асбестоцементные безнапорные	3,6	3,7	3,1	—
	Асбестоцементные напорные:				
	ВТ-6	9,7	9,3	7,1	6,8
	ВТ-9	17,5	15,5	12,8	13
Трубофильтры по ВСН 13-77 МЭИЭ СССР	6,5	7	7	8	

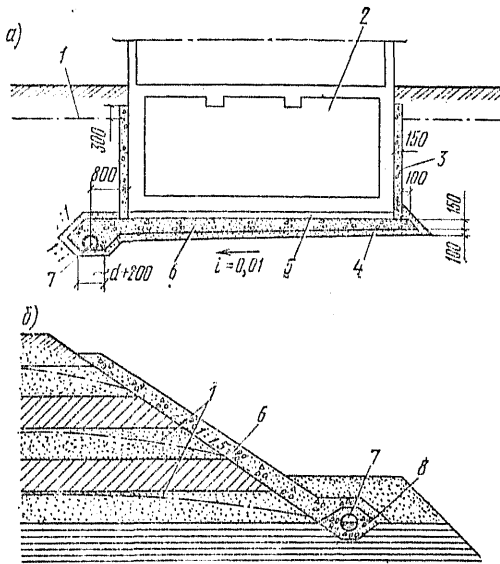


Рис. 19.8. Пластовые дренажи

a — под заглубленным сооружением; *б* — на откосе; 1 — уровень подземных вод; 2 — защищаемое заглубленное сооружение; 3 — пристенный дренаж; 4 — песчаный слой; 5 — защитное покрытие щебеночного слоя; 6 — песчано-гравийный или щебеночный слой; 7 — труба; 8 — щебеночная обсыпка

можно только подземным способом; при особой его эффективности и экономических преимуществах по сравнению с другими водопонижительными устройствами в данных природных условиях; при целесообразности по условиям залегания и характеру водоносных слоев сочетать дренажные галереи со сквозными фильтрами, устраиваемыми с поверхности, и со скважинами, забуриваемыми из подземных галерей под различными углами. Дренажные галереи полупроходного сечения (высотой 0,9—1,2 м) допускается предусматривать, если при их эксплуатации требуются лишь редкие осмотры и несложные ремонты.

При устройстве дренажных галерей открытым способом фильтрующая обсыпка подбирается и укладывается так же, как и при трубчатом дренаже. При устройстве дренажной галереи подземным способом в прочных скальных породах она должна выполняться, как правило, без крепления. При необходимости крепления пространство за ним должно быть плотно заполнено фильтрующим материалом и незацементировано. Для приема воды в обделке галереи устраиваются отверстия различной формы, которые должны иметь достаточную общую площадь. Обделку (крепь выработки) дренажной галереи можно проектировать из пористого бетона, из бетона или железобетона с отверстиями (см. рис. 19.7, *a*), из отдельных блоков (см. рис. 19.7, *б*), из сборного железобетона (см. рис. 19.7, *в*), из дерева и каменной

кладки. Уклон дренажных галерей целесообразно принимать не менее 0,003 в сторону выпуска (портала штольни, шахты). В галерее должны быть устроены бетонный лоток или водоотводная канавка.

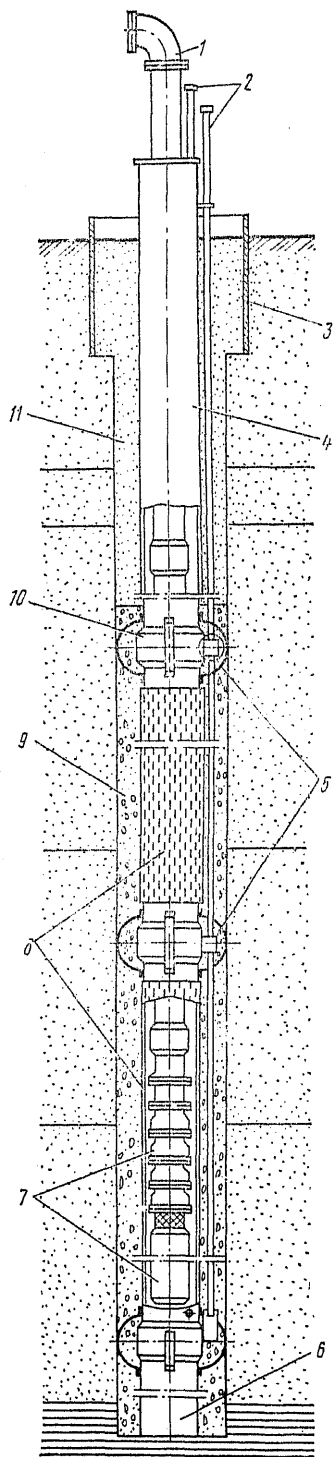
Пластовый дренаж представляет собой развитый по площади слой фильтрующего материала, укладываемого в основании сооружения (рис. 19.8, *a*), а также на откосах котлованов, карьеров (рис. 19.8, *б*) и водоёмов, на природных склонах и в основании грунтовых отвалов при необходимости ускорения их консолидации. Вода из пластового дренажа отводится по трубчатым и беструбчатым дренам, лоткам и канавкам.

Под сооружениями пластовый дренаж выполняется однослойным или двухслойным. Однослойный дренаж из щебня или из гравия укладывают на скальные или полускальные трещиноватые грунты. В пылеватых мелких песках и глинистых грунтах пластовый дренаж устраивают двухслойным. Нижний слой дренажной отсыпки выполняется из песка средней крупности с минимальной толщиной слоя 100 мм; верхний — из щебня или из гравия минимальной толщиной 150 мм. Крупность щебня или гравия рекомендуется принимать 3—20 мм при коэффициенте неоднородности материала не более 5. Содержание глинистых и пылеватых частиц в щебне не должно быть более 3%. Водораздел дна котлована, имеющего уклон в сторону трубчатой дрены, должен находиться от нее не далее 30 м.

В конструкцию пластового дренажа заглубленных сооружений входит пристенный дренаж, который представляет собой вертикальный слой из проницаемого материала, сопрягающийся с пластовым дренажем. Пристенный дренаж устраивается с наружной стороны заглубленного сооружения и выводится на отметку, превышающую максимальный уровень подземных вод не менее чем на 0,3 м.

На откосах пластовый дренаж следует проектировать однослойным. В качестве фильтрующих материалов в зависимости от гранулометрического состава водоносных грунтов применяется средний и крупный песок или песчано-гравийные смеси с коэффициентом неоднородности $D_{60}/D_{10} \leq 20$.

При устройстве дренажа грунтовых отвалов слой фильтрующего материала укладывается по всей площади их основания, перекрывая сеть систематически расположенных канав, заполненных фильтрующим материалом. Площадь поперечного сечения этих канав должна быть не менее 0,1 м². Из них вода отводится в открытую канаву, пройденную вдоль фронта отвала.



19.2.3. Открытые водопонижительные скважины

Открытые (сообщающиеся с атмосферой) водопонижительные скважины применяются для водопонижения в нескальных грунтах с

Рис. 19.9. Открытая водопонижительная скважина
1 — колонна водоподъемных труб; 2 — пьезометры; 3 — кондуктор; 4 — фильтровая колонна; 5 — направляющие фонари; 6 — отстойник; 7 — насосная установка; 8 — водоприемное покрытие фильтра; 9 — песчано-гравийная обсыпка; 10 — муфта; 11 — местный грунт

коэффициентом фильтрации 2 м/сут и более; они применяются также в нескальных грунтах с коэффициентами фильтрации менее 2 м/сут и в скальных, если опытные данные подтверждают эффективность такого применения.

Применяются следующие виды открытых водопонижительных скважин: скважины, оборудованные насосами; сквозные фильтры, с помощью которых подземные воды из всех пронзаемых скважинами водоносных слоев сбрасываются в подземные дренажные галереи; самонзливающиеся скважины с изливом воды через устье; водопоглощающие скважины, с помощью которых подземные воды из осушаемого слоя сбрасываются в другой, лежащий ниже слой.

Скважины, оборудованные насосами (рис. 19.9), применяются в разных условиях. Скважинные насосы используются в основном с погружным электродвигателем или с двигателем, установленным на поверхности, и вертикальным трансмиссионным валом. При необходимости (например, при отсутствии электроэнергии) могут быть использованы и другие типы водоподъемников (эрлифты, гидроэлеваторы, поршневые насосы).

Основным конструктивным элементом таких водопонижительных скважин обычно является фильтровая колонна, состоящая из фильтра, отстойника, длина которого принимается 2—5 м, и защитных (надфильтровых) труб, внутри которых, по возможности выше фильтра, размещается насос. Размещение, при необходимости, погружного электродвигателя ниже фильтра возможно лишь при выполнении устройств, обеспечивающих циркуляцию охлаждающей воды вокруг двигателя. Типоразмер фильтровой колонны рекомендуется принимать следующий за минимально допустимым для выбранного насосного агрегата. Зазор между фильтровой колонной и стенками скважины заполняется песчано-гравийной обсыпкой из одного или двух слоев. В бесфильтровых скважинах участки, где устанавливается насос, и выше до поверхности земли закрепляется глупыми трубами.

Скважины, оборудованные насосом, должны быть снабжены манометром, задвижкой, обратным клапаном, краном для отбора проб воды и водомерным устройством. В системах водопонижительных скважин, работающих в

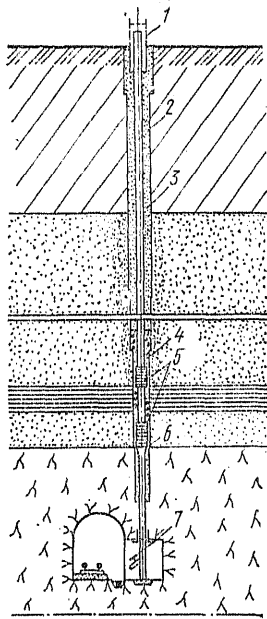


Рис. 19.10. Сквозной фильтр

1 — перфорированная труба ограждения; 2 — надфильтровые трубы; 3 — местный песчаный грунт; 4 — песчано-гравийная обсыпка; 5 — фильтровые звенья; 6 — переходная муфта; 7 — задвижка

практически одинаковых гидрогеологических условиях, часть из них (не менее чем одна на десять скважин) должна быть оборудована пьезометрическими трубами в фильтровой колонне и в затрубном пространстве для замеров уровней воды. Оголовок водопонижительной скважины, проектируемой на срок эксплуатации более 1 года, рекомендуется располагать в заглубленной камере или в наземном павильоне.

Бесперебойность электроснабжения скважинных насосов принимается по II категории. Для насосных скважинных установок следует предусматривать автоматизацию работы оборудования (в зависимости от уровня воды в скважинах) с сигнализацией об аварийном отключении на диспетчерский пункт или дистанционное управление.

Сквозные фильтры (рис. 19.10) целесообразно применять в тех случаях, когда технически возможно и экономически оправдано устройство подземных дренажных галерей. Конструкция сквозного фильтра при необходимости включает в себя фильтровую колонну (см. табл. 19.8) и песчано-гравийную обсыпку. Фильтровая колонна состоит из фильтров, устанавливаемых в нижней части каждого водоносного слоя, глухих труб, перекрывающих водонепроницаемые слои, оголовка, и выпуска. Оголовок должен возвышаться над поверхностью земли не менее чем на 0,5 м и иметь крышку, препятствующую попаданию в скважину посторонних предметов. Выпуск из сквозного фильтра оборудуется задвижкой и

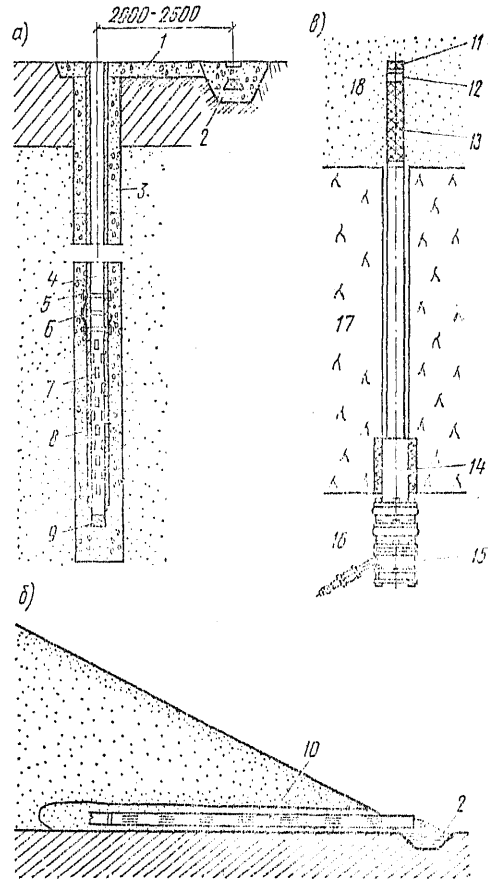


Рис. 19.11. Типы самоизливающихся скважин

а — с изливом на поверхность (дно котлована); б — горизонтальная, устраиваемая на откос; в — восстающая из подземных выработок; 1 — щебень; 2 — водоотводящая канава (у скважины на длине примерно 2 м целиком заполняется щебнем); 3 — местный песчаный грунт; 4 — надфильтровые трубы; 5 — муфты; 6 — направляющие фонари; 7 — щели; 8 — песок гравелистый; 9 — деревянная пробка; 10 — фильтровая колонна; 11 — шарошечное долото; 12 — переходник с обратным клапаном; 13 — фильтр; 14 — кондуктор; 15 — оголовок скважины с выпускной задвижкой; 16 — подземная выработка; 17 — скальная порода; 18 — водоносный слой

манометром. Вокруг фильтровой колонны устраивается песчано-гравийная обсыпка.

Самоизливающиеся скважины с изливом воды через устье в зависимости от их назначения и условий выполнения могут быть вертикальными, горизонтальными или наклонными и применяются в тех случаях, когда возможен излив из них на более низкий уровень, чем требуемый пониженный уровень подземных вод.

Вертикальные или наклонные под небольшим углом к вертикали самоизливающиеся скважины (рис. 19.11, а), забуриваемые в лежащие ниже (по отношению к горизонту забуривания скважины) водоносные слои, используются для снижения избыточного напора подземных вод и предохранения от нарушения

устойчивости грунтов. Водопрямная часть скважины заглубляется в наиболее водообильную зону водоносного слоя, содержащего напорные воды. Ниже водопрямной части в скважине устраивается отстойник. Излив из устья следует направлять в водоотводящие лотки, трубопроводы или в сифонный коллектор.

Горизонтальные или расположенные под небольшим углом к горизонту самоизливающиеся дренажные скважины, устраиваемые с борм на откосах (рис. 19.11, б), предназначаются для забора воды из глубины грунтового массива. Такие скважины размещаются в подошве водоносных слоев вблизи их контакта с водоупорными слоями или в местах сосредоточенной фильтрации для ее прекращения и предотвращения суффозионного выноса грунтов через откосы котлованов и природные склоны.

В подземных дренажных галереях для усиления их водозахватной способности (в зависимости от гидрогеологических условий) применяются самоизливающиеся дренажные скважины любого направления (рис. 19.11, в).

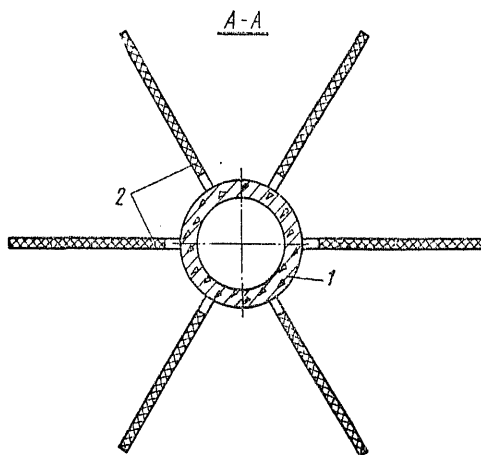
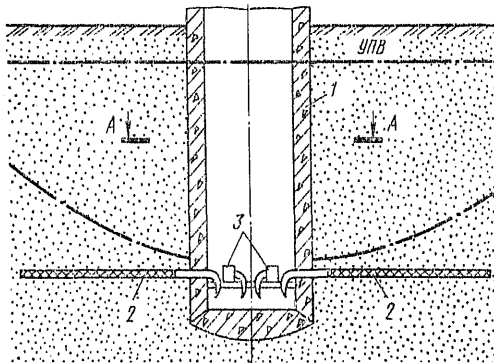


Рис. 19.12. Лучевой водозабор

1 — шахта; 2 — лучевые горизонтальные скважины; 3 — центробежные насосы

Лучевые скважины, как правило, горизонтальные, а при необходимости наклонные применяются при горизонтальном залегании водоносных слоев. Эти скважины бурят из шахтных колодцев в радиальных направлениях (рис. 19.12).

При сплошном строении водоносной толщи лучевые скважины можно бурить из шахтных колодцев на разной глубине в каждый водоносный слой, в котором требуется понизить уровень подземных вод. Число гнезд в стенках колодцев для устройства лучевых скважин принимается в 1,5—2 раза больше расчетного числа лучей (на случай замены или устройства при необходимости дополнительных скважин). Лучевые водозаборы отличаются высокой производительностью. Их оборудуют обычно центробежными насосами с высоким КПД, устанавливаемыми в шахтном колодце.

Водопоглощающие скважины применяются в тех случаях, когда верхний осушаемый слой имеет достаточную толщину ниже той отметки, до которой требуется снизить уровень подземных вод, а лежащий ниже (поглощающий) слой имеет высокую поглощающую способность; если нижний слой водонасыщен, то необходимо, чтобы разность пьезометрических уровней подземных вод в верхнем и нижнем слоях была значительной. Ниже поглощающей части скважины устраивается отстойник. Скважина должна быть защищена от засорения и доступна для чистки ее с помощью бурового станка.

19.2.4. Вакуумные скважины

При применении вакуумного метода в скважинах и на наружной поверхности фильтров должен создаваться и непрерывно поддерживаться вакуум. Этот метод, требующий повышенных затрат электроэнергии, должен применяться только в тех случаях, когда затруднительно или невозможно достичь требуемого эффекта осушения средствами обычного (гравитационного) водопонижения. Вакуумные скважины могут применяться в грунтах с коэффициентами фильтрации 0,1—2 м/сут при требуемом понижении до 20 м, а при сплошном строении толщи и в «закрытых» (ограниченных непроницаемыми контурами) слоях — на глубину до 100 м и более. При этом возможен полный перехват фильтрационного потока над водоупорным слоем.

Вакуумные скважины (рис. 19.13) отличаются от открытых водопонижительных скважин тем, что их устье герметизируется и из них откачиваются вода и воздух. При выполнении этого условия для вакуумного водопонижения могут быть использованы все виды водопони-

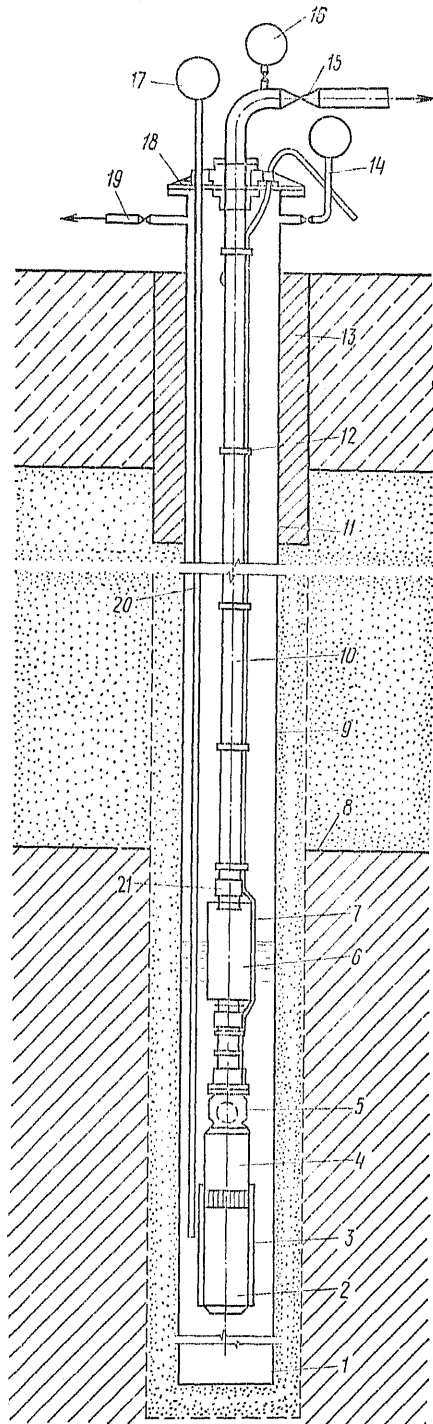


Рис. 19.13. Вакуум-скважина

1 — отстойник; 2 — электродвигатель; 3 — кожух; 4 — насос; 5 — обратный клапан; 6 — стабилизатор динамического уровня; 7 — кабель; 8 — поверхность водопора; 9 — фильтр; 10 — напорный трубопровод; 11 — надфильтровая труба; 12 — пояс; 13 — глиняный тампон; 14 — трубка вакуумметра; 15 — вентиль; 16 — манометр; 17 — вакуумметр; 18 — крышка; 19 — трубка для подключения вакуум-насоса; 20 — трубка прибора для измерения уровня воды в скважине; 21 — муфта

жны. В крышке вакуум-скважины устанавливаются сальники в месте пересечения кабелей, деталей оборудования и приборов (вакуумметр, манометр, уровнемер) с крышкой. На напорном трубопроводе вне скважины устанавливается задвижка, а над погружным насосом в скважине — обратный клапан.

19.2.5. Водоприемная часть водопонижительных скважин

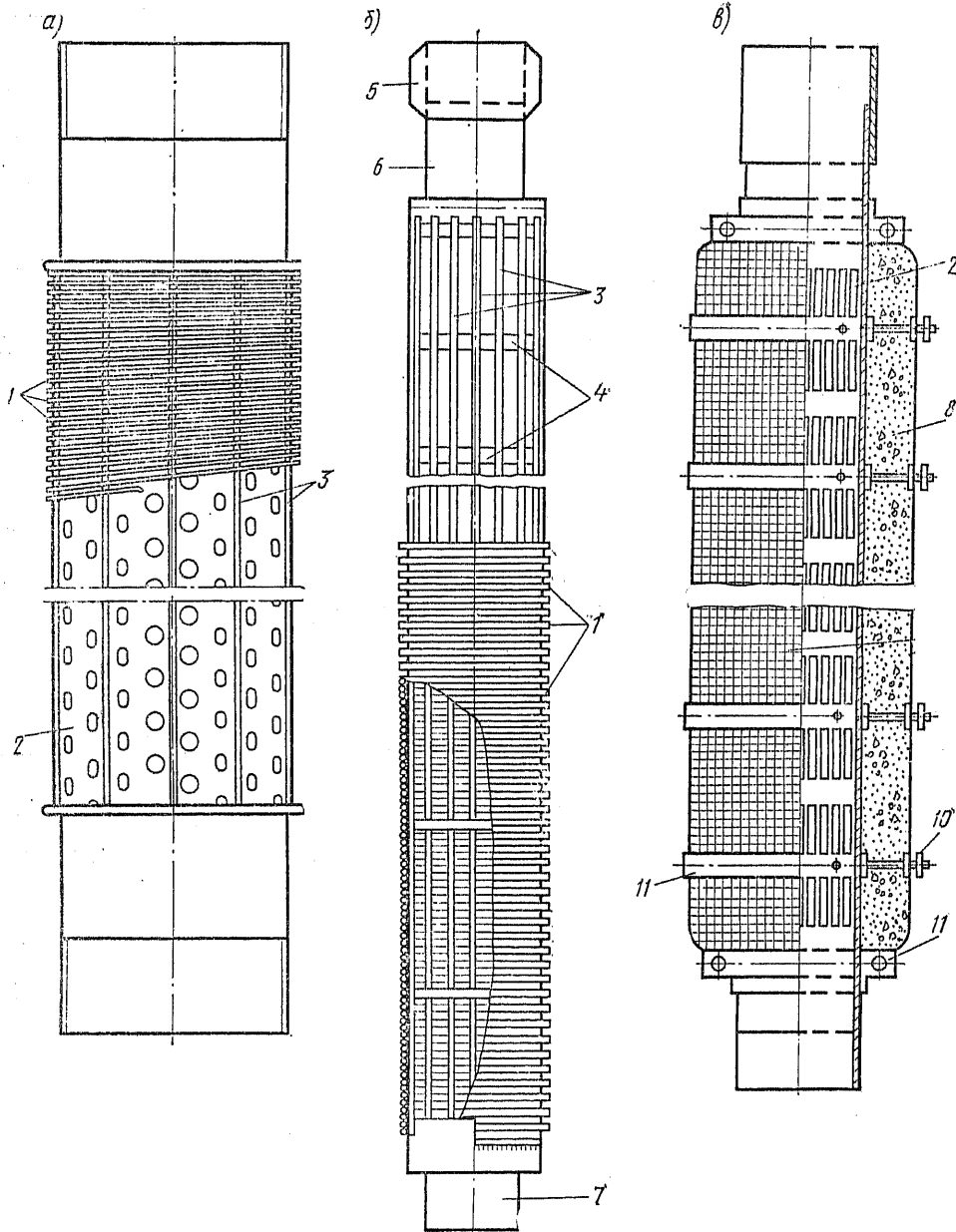
В большинстве случаев водопонижительные скважины оборудуются фильтром, образующим водопрямную часть. В основном используются трубчатые, каркасно-стержневые и кожуховые фильтры (рис. 19.14). Возможно применение бесфильтровых скважин. Область применения различных типов фильтров или водопрямной части скважин без фильтра показана в табл. 19.8.

Данные о серийно изготавливаемых секциях (длиной 3,5 м) трубчатых и каркасно-стержневых фильтров приведены в табл. 19.9. При отсутствии серийно выпускаемых фильтров они должны изготавливаться в соответствии со специально разработанным проектом. Для трубчатых фильтров используются обсадные трубы (табл. 19.10). Перфорацию труб следует проектировать со скважностью 13,5—22,5%. Прочесные листы должны иметь скважность 15—25%, проволоочная обмотка — 27,5—60%. Данные для проектирования стержневого каркаса фильтров приведены в табл. 19.11. Для кожухов целесообразно применять сетки с квадратными ячейками, соответствующими крупности удерживаемого кожухом слоя обсыпки. Соединения всех звеньев фильтровой колонны проектируются резьбовыми.

19.2.6. Песчано-гравийная обсыпка трубчатых дренажей и водопонижительных скважин

Для обсыпки фильтров водопонижительных скважин и трубчатых дренажей применяются отмытый песок, гравий и песчано-гравийные смеси с частицами крупностью 0,5—7 мм, а также продукты дробления изверженных пород (граниты, сyenиты, диориты, габбро, порфиры, липариты, диабазы, базальты) или прочных осадочных пород (кремнистые известняки, хо-

нительных скважин, кроме водопоглощающих. Вакуумные скважины, работающие с погружным насосом, должны быть оборудованы также наземными вакуум-насосами (или эжекторами) для откачки воздуха из полости сква-



рошо цементированные неветрелые песчаники и др.) при временном сопротивлении на сжатие не ниже 60 МПа. Материал обсыпки должен быть плотным, нерастворимым в воде, свободным от солевых примесей. Гранулометрический состав обсыпки подбирается с соблюдением требований табл. 19.12.

Песчано-гравийная обсыпка фильтров водопонижительных скважин выполняется не менее чем на 2—10 м выше верхней кромки фильтра в зависимости от глубины скважины и

Рис. 19.14. Фильтры водопонижительных скважин
 а — трубчатый с проволоочной обмоткой; б — каркасно-стержневой; в — кожаный с песчано-гравийной обсыпкой; 1 — проволоочная обмотка; 2 — перфорированная труба; 3 — металлические стержни; 4 — опорные пояса жесткости; 5 — соединительная муфта; 6 — верхний соединительный патрубок; 7 — нижний соединительный патрубок; 8 — песчано-гравийная обсыпка; 9 — сетка панцирная; 10 — штыри для крепления сетки; 11 — стальные обручи для крепления сетки

высоты участка фильтровой колонны, перекрываемого обсыпкой (табл. 19.13).

Выпадение из воды химических веществ и

ТАБЛИЦА 19.8. ТИПЫ ВОДОПРИЕМНОЙ ЧАСТИ СКВАЖИН

№ п.п.	Тип водоприемной части скважины	Область применения
1	Водоприемная часть скважины без фильтра	Прочные трещиноватые скальные грунты, в пределах которых нет опасности вывалов и выноса заполняющего трещины материала в полость скважины, при отсутствии скважинного насоса или при расположении его выше водоприемной части скважины; нескальные грунты при использовании скважины с уширенной водоприемной полостью, образованной в результате выноса породы из водоносного слоя
2	Трубчатые фильтры—трубы с круглой или щелевой перфорацией без обсыпки и без водоприемного покрытия	Трещиноватые скальные и крупнообломочные грунты при отсутствии опасности выноса материала из трещин; при надлежащем обосновании гравелистые грунты
3	Трубчатые фильтры с водоприемным покрытием из проволоочной обмотки, штампованного листа с отверстиями или сетки, а также—фильтры из штампованного листа без опорного каркаса и без обсыпки	При надлежащем обосновании—крупные пески, гравелистые грунты, крупнообломочные и трещиноватые скальные породы при отсутствии опасности выноса песчаного материала в скважину
4	Трубчатые фильтры с водоприемным покрытием по п. 3 и фильтры из штампованного листа с песчано-гравийной обсыпкой	Пески и другие грунты при опасности выноса мелких частиц в скважину
5	Каркасно-стержневые фильтры с водоприемным покрытием по п. 3	По п. 3 при условии расположения скважинного насоса над фильтром или в скважинах, работающих без насоса
6	Каркасно-стержневые фильтры с водоприемным покрытием по п. 3 и с песчано-гравийной обсыпкой	По п. 4 при условии расположения скважинного насоса над фильтром или в скважинах, работающих без насосов
7	Кожуховые фильтры	Грунты, в которых требуется устройство двухслойной обсыпки и в которых созданию обсыпки непосредственным погружением в скважину песка и гравия препятствуют напорные воды

Примечание. Применение фильтров без обсыпки допускается в тех случаях, когда возможные обрушения грунтов не вызывают отрицательных последствий на прилегающей к скважинам территории.

ТАБЛИЦА 19.9. ТРУБЧАТЫЕ И КАРКАСНО-СТЕРЖНЕВЫЕ ФИЛЬТРЫ

Типоразмер секции	Диаметр, мм		Масса, кг	Типоразмер секции	Диаметр, мм		Масса, кг
	наружный	внутренний			наружный	внутренний	
<i>Фильтры трубчатые перфорированные</i>				<i>Фильтры стержневые (каркасы)</i>			
T-5Ф1В	168	132	69	C-5Ф5В	174	132	69
T-6Ф1В	188	152	91	C-6Ф5В	196	152	77
T-8Ф1В	245	203	118	C-8Ф5В	247	203	88
T-10Ф1В	299	255	168	C-10Ф5В	301	255	105
T-12Ф1	325	307	195	C-12Ф5В	352	307	161
T-14Ф1	377	259	227	C-14Ф5В	405	359	178
T-16Ф1	426	408	259	C-16Ф5В	454	408	202
<i>Фильтры трубчатые с проволоочной обмоткой из нержавеющей стали</i>				<i>Фильтры стержневые с проволоочной обмоткой из нержавеющей стали</i>			
ТП-5Ф2В	168	132	82	СП-5Ф7В	178	132	80
ТП-6Ф2В	188	152	106	СП-6Ф7В	200	152	89
ТП-8Ф2В	245	203	136	СП-8Ф7В	251	203	103
ТП-10Ф2В	299	255	203	СП-10Ф7В	307	255	136
ТП-12Ф2	341	307	229	СП-12Ф7В	359	307	153
ТП-14Ф2	393	359	266	СП-14Ф7В	411	359	180
ТП-16Ф2	442	408	304	СП-16Ф7В	460	408	200
<i>Фильтры трубчатые с просечным листом из нержавеющей стали</i>				<i>Фильтры стержневые с просечным листом из нержавеющей стали</i>			
ТЛ-5Ф4В	168	132	82	СЛ-5Ф11В	176	132	81
ТЛ-6Ф4В	188	152	107	СЛ-6Ф11В	198	152	90
ТЛ-8Ф4В	245	203	137	СЛ-8Ф11В	249	203	104
ТЛ-10Ф4В	299	255	190	СЛ-10Ф11В	303	255	122
ТЛ-12Ф4В	339	307	223	СЛ-12Ф11В	355	307	189
ТЛ-14Ф4	391	359	259	СЛ-14Ф11В	407	359	210
ТЛ-16Ф4	440	408	294	СЛ-16Ф11В	456	408	237

ТАБЛИЦА 19.10. ОБСАДНЫЕ ТРУБЫ.
РЕКОМЕНДУЕМЫЕ ТИПОРАЗМЕРЫ (ГОСТ 632—80)

Условный диаметр трубы, мм	Труба		Муфта	
	толщина стенки, мм	масса 1 м длины, кг	наружный диаметр, мм	масса, кг
114	7,4	19,4	127,0	3,7
127	7,5	22,1	141,3	4,6
140	7,7	25,1	153,7	5,2
146	8,5	28,8	166,0	8,0
168	8,9	35,1	187,7	9,1
178	9,2	38,2	194,5	8,3
194	9,5	43,3	215,9	12,2
219	10,2	52,3	244,5	16,2
245	10,0	58,0	269,9	17,9
273	10,2	65,9	298,5	20,7
293	11,1	78,3	323,9	22,5
324	11,0	84,8	351,0	23,4
340	10,9	88,6	365,1	25,5
351	11,0	92,2	376,0	29,0
377	11,0	99,3	402,0	31,0
405	11,1	108,3	431,8	35,9
426	11,0	112,6	451,0	37,5
473	11,1	125,9	508,0	54,0
518	11,1	136,3	533,4	44,6

ТАБЛИЦА 19.11. СТЕРЖНЕВЫЕ КАРКАСЫ ФИЛЬТРОВ

Диаметр патрубка, мм		Диаметр стержней, мм	Число стержней по образующей
наружный	внутренний		
219	210	14	12
273	255	14	12
325	305	16	20
377	355	16	24
426	402	16	32

ТАБЛИЦА 19.12. ДОПУСТИМЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ ПЕСЧАНО-ГРАВИЙНЫХ ОБСЫПОК ДЛЯ ПОДБОРА ИХ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

Параметры	Допустимые значения
Отношение крупности частиц обсыпки к крупности частиц прилегающего к ней грунта (для однослойной и наружного слоя двухслойной обсыпки) и частиц внутреннего слоя обсыпки к частицам ее наружного слоя	$5 \leq \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$
Соотношение частиц различной крупности в материале, характеризующее его однородность:	
для одного слоя обсыпки трубчатых дренажей	$\frac{D_{10}}{D_{90}} < 10$
при укладке обсыпки фильтров скважин на поверхности (например, для внутреннего слоя кожуховых фильтров)	$\frac{D_{10}}{D_{90}} < 5$
при укладке обсыпки фильтров скважин путем сбрасывания песчано-гравийного материала между фильтровой и обсадной колоннами	$\frac{D_{10}}{D_{90}} \leq 3$
Толщина одного слоя обсыпки: для трубчатых дренажей » фильтров скважин	$\delta_0 \geq 100 - 150 \text{ мм}$ $\delta_0 \geq 30 \frac{D_{50}}{D}$ и $\delta_0 \geq 0,25 \frac{D}{D_0}$ $D_0 = d_{50}$
Размер проходных отверстий фильтра (дренажной трубы) с учетом состава прилегающего слоя обсыпки	

Продолжение табл. 19.12

Примечания: 1. Условные обозначения: D_{50} — диаметр частиц, мельче которых в подбираемом слое обсыпки содержится 50 % по массе; d_{50} — диаметр частиц, мельче которых в грунте, прилегающем к подбираемому слою (или в наружном слое обсыпки при подборе ее внутреннего слоя, или в слое обсыпки, прилегающей к фильтру либо к дренажной трубе, при подборе размеров отверстий в трубах), содержится 50 % по массе; D_{10} , D_{50} , D_{90} — крупность частиц, мельче которых в материале каждого слоя обсыпки содержится соответственно 10, 50, 80 % по массе, мм; δ_0 — толщина одного слоя обсыпки, мм; D — наружный диаметр фильтра, мм; D_0 — диаметр проходных отверстий (ширина щелей просвета) фильтра, мм.

2. При пересечении фильтрами водоносительной системы нескольких водоносных слоев или прослоек D_{50} обсыпки следует подбирать по наименьшему значению d_{50} , определенному при гранулометрическом анализе всех отобранных образцов породы но с соблюдением, для каждого пересекемого слоя условия $D_{50} > d_{50}$. Если значения d_{50} различных слоев настолько отличаются между собой, что это условие невыполнимо, то в порядке исключения следует предусматривать обсыпку с различными значениями D_{50} по высоте фильтра.

3. Если первое условие таблицы невыполнимо для однослойной обсыпки, то необходимо предусматривать двухслойную обсыпку.

вынос фильтрационным потоком мелких частиц грунта может привести к кольматации скважин, дренажа и других водозаборных устройств. Для борьбы с кольматацией выполняются профилактические мероприятия и из профилактической зоны удаляется кольматант. К профилактическим мероприятиям относятся применение для фильтров полимерных материалов, окраска фильтров, применение песчано-гравийной обсыпки увеличенной толщины, установка (при возможности) насоса вне зоны фильтра и т. п. Для удаления кольматанта применяют гидравлический, химический, взрывной, пневмодарный, ультразвуковой, электрогидродинамический и другие способы.

В случаях когда в процессе эксплуатации водоносительной системы возможна кольматация фильтров скважин, в проекте должны

ТАБЛИЦА 19.13. РАСХОД ПЕСЧАНО-ГРАВИЙНОЙ ОБСЫПКИ НА 1 м ВЫСОТЫ СКВАЖИНЫ

Условный диаметр, мм	Объем обсыпки, м ³	
	обсадных колонн	фильтра
400		200
		250
		300
350		150
		200
		250
300		100
		150
		200
250		100
		150

быть определены способы и средства борьбы с этим явлением и предусмотрены определенные денежные затраты на проведение этих работ.

19.2.7. Игольчатые фильтры

Общая характеристика и область применения отечественных серийно изготавливаемых игольчатых установок приведены в табл. 19.14.

Для всех игольчатых установок при использовании их в грунтах с коэффициентами фильтрации менее 5 м/сут необходимо преду-

жищать над обсыпкой должен быть устроен глиняный тампон высотой не менее 1 м.

При расположении насосного агрегата и коллектора на поверхности земли установки типа УВВ работают эффективно, если выдерживаются соотношения между глубинами выемок и глубинами залегания водоупора, приведенные в табл. 19.15.

Насосные агрегаты установок типа УВВ могут присоединяться к скважинам, забуриваемым из дренажных галерей и шахт лучевых водозаборов, для повышения эффективности работы этих скважин.

ТАБЛИЦА 19.14. ТИПЫ И УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ ИГОЛЬЧАТЫХ УСТАНОВОК

Игольчатая установка	Область применения
<p>Типа ЛИУ (рис. 19.15) с легкими (не снабженными индивидуальными водопрямниками) игольчатыми и насосами, способными создавать вакуум лишь в пределах всасывающего коллектора и самого игольчатого фильтра</p>	<p>Несложные грунты с коэффициентами фильтрации 2—50 м/сут при водопонижении на глубину 4—5 м</p>
<p>Типа УВВ с легкими игольчатыми и достаточно мощными эжекторами или вакуум-насосами, устанавливаемыми на поверхности и способными создавать вакуум на наружной поверхности игольчатых фильтров</p>	<p>Практически однородные грунты с коэффициентами фильтрации 0,1—2 м/сут при водопонижении на глубину до 6—7 м и с коэффициентами фильтрации 2—5 м/сут на глубину до 6 м при расположении насосного агрегата и коллектора на поверхности</p>
<p>Типа ЭИ (рис. 19.16) с игольчатыми, снабженными (каждый) индивидуальными эжекторными водопрямниками, способными создавать вакуум на наружной поверхности фильтра на требуемой глубине, и высоконапорными центробежными насосами</p>	<p>То же, на глубину до 10—12 м, α при соответствующем обосновании до 20 м</p>
<p>Типа ЭВВУ с вакуум-концентрическими водопрямниками, эжекторными игольчатыми с дополнительной фильтровой оболочкой, способными создавать вакуум по всей высоте осушаемой толщи грунтов, и высоконапорными центробежными насосами</p>	<p>Переслаивающиеся водоносные и водоупорные слои при водопонижении на глубину до 20 м</p>

смазывать устройство вокруг игольчатых и вакуум-концентрических водопрямников песчаной обсыпкой с диаметром частиц 2—5 мм на всю высоту осушаемого слоя грунта. При вакуумном водопонижении в верхней части сква-

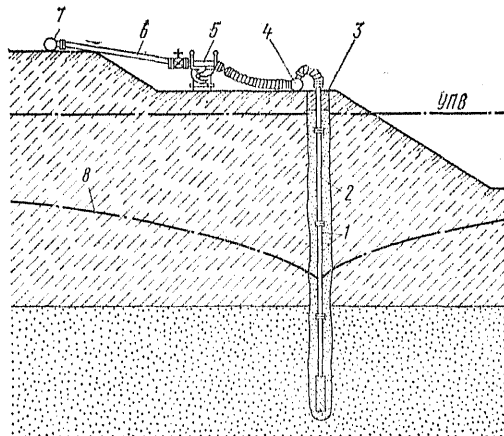


Рис. 19.15. Игольчатая установка типа ЛИУ
 1 — игольчатый; 2 — песчано-гравийная обсыпка; 3 — глиняный тампон; 4 — всасывающий коллектор; 5 — насосный агрегат; 6 — напорный трубопровод; 7 — сбросной трубопровод; 8 — пониженный уровень подземных вод

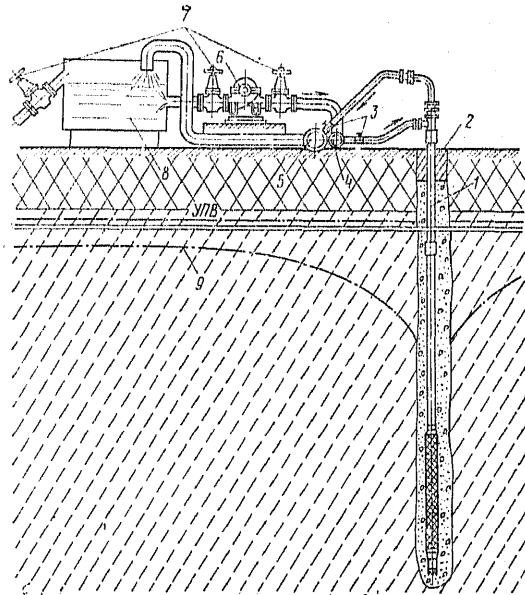


Рис. 19.16. Установка с эжекторными игольчатыми
 1 — игольчатый; 2 — глиняный тампон; 3 — пробковые краны; 4 — распределительный напорный трубопровод; 5 — сбросной коллектор; 6 — центробежный насос; 7 — задвижки; 8 — циркуляционный бак; 9 — пониженный уровень подземных вод

ТАБЛИЦА 19.15. УСЛОВИЯ ОПТИМАЛЬНОЙ РАБОТЫ УСТАНОВОК ТИПА УВВ

Характеристика выемки по степени вскрытия водоносного слоя	Глубина выемки, не более, м	Глубина залегания водопупора, м
Совершенные	8	≤ 8
Несовершенные	7,5 7 6,5	≤ 9 ≤ 12 Без ограничений

ТАБЛИЦА 19.16. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВЫБОРА ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ИГЛОФИЛЬТРОВЫХ СИСТЕМ

Коэффициент фильтрации осушаемого грунта k , м/сут	Водоносный слой	Проектный срок предварительной откачки, сут	Расстояние от приемных звеньев до откоса, м	Требуемое понижение, м	Шаг иглофильтров, м
0,1—0,5	Напорный	12—3	> 1,5	≤ 5 5—7	2,25 1,5
	Безнапорный	20—7		> 7	0,75
0,5—2	Напорный	5—3	при $k=0,5$ м/сут при $k=2$ м/сут	≤ 5 5—7	2,25 1,5
	Безнапорный	7—5		> 7	0,75
> 2	Напорный	2—3	> 3	≤ 5	1,5
	Безнапорный	3—5		> 5	0,75

При необходимости понижения уровня подземных вод в слое слабопроницаемых грунтов, подстилающихся более проницаемыми грунтами, иглофильтры следует заглублять в более проницаемый подстилающий слой (см. рис. 19.15). Иглофильтры должны занимать в скважине центральное положение. При выборе основных параметров иглофильтровых систем рекомендуется руководствоваться данными, приведенными в табл. 19.16.

19.2.8. Наблюдательные скважины

Наблюдательные скважины должны устраиваться во всех водоносных слоях, из которых производится забор воды. Располагают эти скважины в расчетных точках, на расчетных створах и в районе водопонизительных устройств. Наблюдательные скважины (рис. 19.17) должны иметь фильтровую колонну, закрытую сверху крышкой. Для наблюдения на небольшой глубине могут быть использованы иглофильтры.

19.2.9. Водопонизительные системы

Совокупность устройств и средств, предназначенных для приема, откачки и отвода подземных вод с целью понижения их уровня, составляет водопонизительную систему. Постоянные водопонизительные системы для защиты территорий и сооружений от подземных вод принято называть дренажными системами.

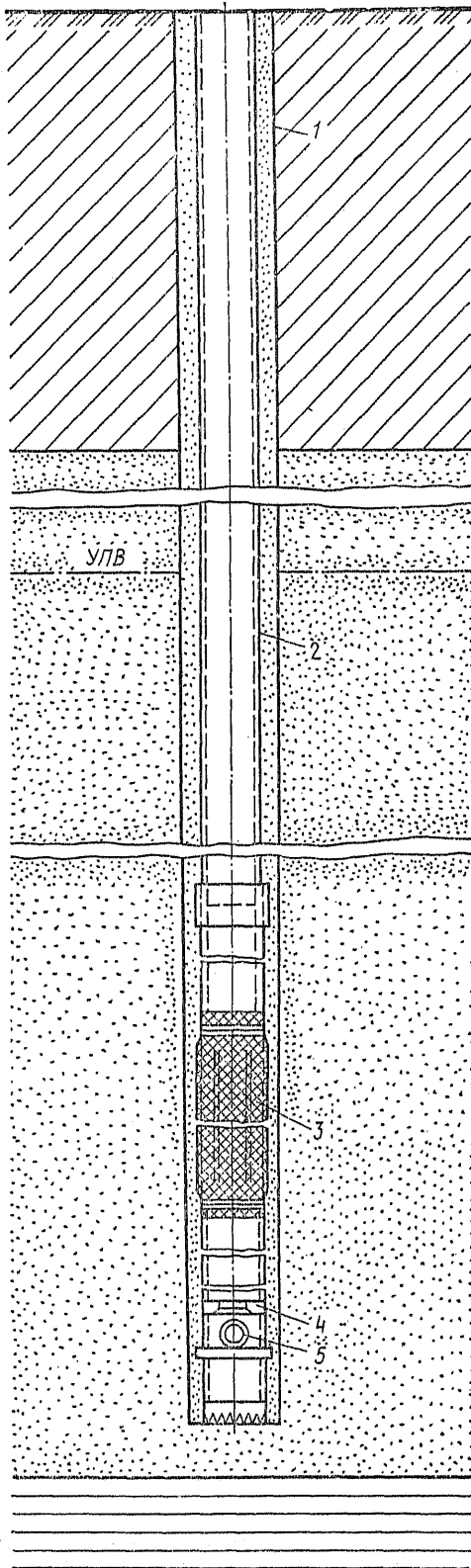
Водоотлив, применяемый самостоятельно на отдельных объектах, например при разработке котлована или карьера в устойчивых грунтах, образует систему водоотлива, в которой котлован схематизируется как отдельный водозаборный колодец с радиальным направлением к нему фильтрационного потока. К схеме «колодца» приводятся также пластовые дренажи отдельных объектов, отдельные (не взаимодействующие) водопонизительные скважины, лучевые водозаборы.

Взаимодействующие водопонизительные скважины (открытые или вакуумные), иглофильтры, траншейные, трубчатые и галерейные дренажи применяются в основном в виде линейных и контурных систем. Реже используются систематические дренажи и групповые системы.

В линейной системе водопонизительные устройства расположены по линии, условно схематизируемой как прямая, что при достаточной длине позволяет рассматривать фильтрационный поток как плоский.

В контурной системе водопонизительные устройства располагаются по контуру вокруг сооружения, котлована и т. п. Замкнутый контур условно схематизируется как кольцевой

Рис. 19.17. Наблюдательная скважина
1 — кондуктор; 2 — надфильтровая труба; 3 — фильтр; 4 — седло; 5 — шаровой клапан



(фильтрационный поток — радиальный), незамкнутый контур — как дуга круга и называется неполнокольцевым.

Систематической называется такая дренажная система, в которой водопонижительные устройства располагаются на осушаемой площади с определенным шагом.

В групповой системе водопонижительные устройства распределяются по площади в соответствии с местными условиями без привязки к определенной геометрической схеме.

Виды основных водопонижительных (дренажных) систем и условия их применения приведены в табл. 19.17. Кроме того, применяются также сложные системы, которые компонуются из основных водопонижительных систем с использованием одного или нескольких способов водопонижения. Например, в устойчивых грунтах, если представляется возможным организовать водоотлив непосредственно из котлована, можно ограничиться применением этого способа.

В случае когда водоносный слой имеет значительную толщину ниже отметки, до которой требуется понизить уровень воды, и соответствующую фильтрационную способность,

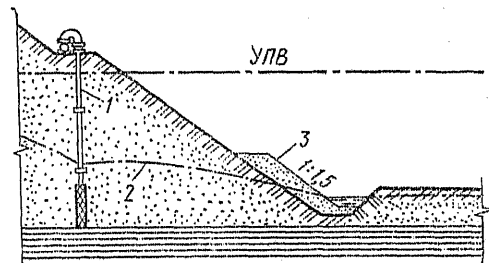


Рис. 19.18. Водопонижение иглофильтрами с дренажной пригрузкой откоса

1 — иглофильтр; 2 — пониженный уровень подземных вод; 3 — дренажная пригрузка

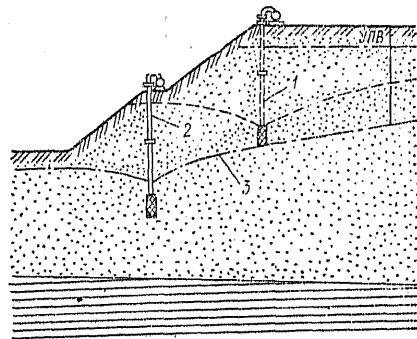


Рис. 19.19. Ярусное водопонижение иглофильтрами
1 — иглофильтры верхнего яруса; 2 — иглофильтры нижнего яруса; 3 — конечное положение пониженного уровня подземных вод

ТАБЛИЦА 19.17. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ВОДОПОНИЗИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Схема	Условия применения	Схема	Условия применения
	<p>Индивидуальная система: открытый водоотлив при разработке котлованов; пластовый дренаж отдельных углубленных объектов</p>		<p>Кольцевая система для защиты объектов различной конфигурации при всестороннем притоке подземных вод</p>
	<p>Линейная головная система для защиты территорий и сооружений от фильтрационного потока со стороны водораздела: в наклонных водоносных слоях; при возможности применения трубчатого или галерейного дренажа с расположением на водоупоре; при положении уровня воды в водоеме ниже требуемого понижения уровня подземных вод на объекте</p>		<p>Неполнокольцевая система для защиты объектов различной конфигурации при отсутствии притока со стороны части контура защищаемого объекта</p>
	<p>Линейная система для вытянутых в плане объектов, имеющих значительную протяженность и удаленных от водоема: при одностороннем притоке; при достаточно глубоком относительно требуемого понижения уровня подземных вод залегающих подошвы водоносного слоя</p>		<p>Систематическая дренажная система для постоянной защиты объектов, расположенных на значительной площади, при наличии питания подземных вод внутри защищаемой площади</p>
	<p>Линейная береговая система: для водоопонижения на территориях при притоке со стороны водоема; для защиты территории от подтопления со стороны водоема при ожидаемом подъеме уровня воды в нем</p>		<p>Групповая система (расположение водоопонижительных устройств не привязано к определенному геометрическому контуру) для водоопонижения на территории, где расположение водоопонижительных устройств определяется условиями застройки или особенностями гидрогеологических условий</p>
	<p>Двухрядная система (из двух линейных систем) для протяженных объектов при неглубоком относительно требуемого понижения уровня подземных вод залегающих водоупора и ожидаемом двустороннем притоке к объекту</p>	<p>Экспликация к эскизам: 1 — котлован; 2 — непониженный уровень подземных вод; 3 — пластовый дренаж на откосах (дренажная пригрузка); 4 — водосборная канава; 5 — защищаемое сооружение; 6 — пристенный дренаж; 7 — пластовый дренаж в основании сооружения; 8 — трубчатая дрена; 9 — водоопонижительных (дренажных) устройств; 10 — пониженный уровень подземных вод; 11 — насосная станция; 12 — горизонтали поверхности земли</p>	

Продолжение табл. 19.17

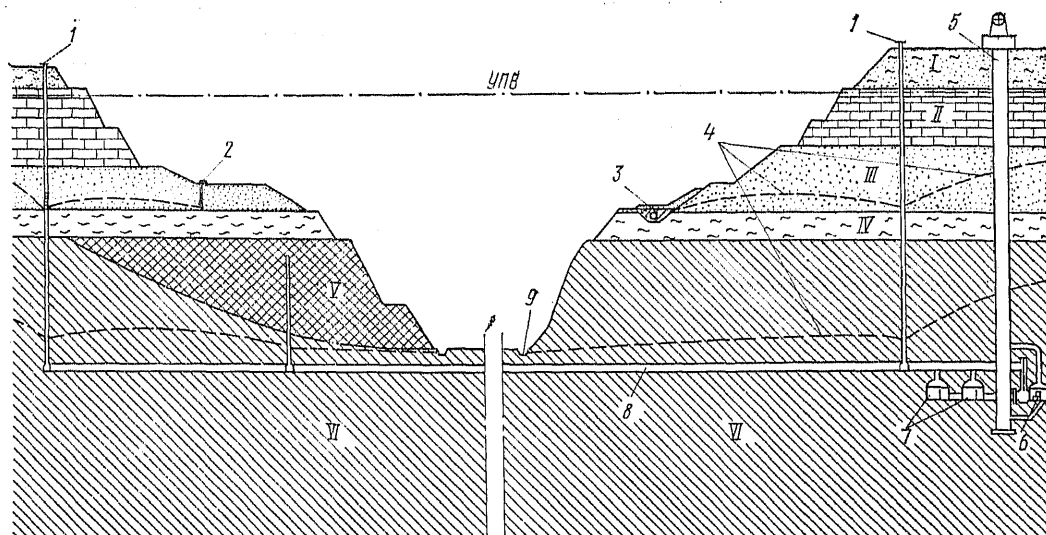


Рис. 19.20. Система водопонижения карьера
 1 — сквозные фильтры; 2 — эжекторные иглофильтровые установки; 3 — пластовые дренажи на откосе; 4 — пониженный уровень подземных вод; 5 — шахтный ствол; 6 — подземная насосная станция; 7 — водосборники; 8 — подземные выработки; 9 — дренажные канавки; I — супесь; II — мел; III — песок; IV — глина; V — рудное тело; VI — трещиноватые скальные породы

задачи водопонижения можно решать с помощью одних лишь иглофильтров или открытых водопонижительных скважин. В другом случае, применяя открытые водопонижительные скважины или установки типа ЛИУ, расположенные вне котлована, прорезающего водопорные прослойки или заглубляемого до водоупора (или близко к нему), внутри котлована приходится прибегать к дополнительному водоотливу, к использованию дренажа (рис. 19.18) и т.п. К сложным относятся системы ярусного водопонижения, применяемого с использованием, в частности, иглофильтровых установок (рис. 19.19) при расположении иглофильтров на двух или нескольких горизонтах по высоте. Возможны и более сложные водопонижительные системы, включающие внешний кольцевой дренаж из водопонижительных скважин, оборудованных глубинными насосами, или из сквозных фильтров и подземных дренажных галерей и дополнительных водопонижительных устройств в самой выемке: иглофильтров, водопонижительных скважин, трубчатых дренажей и др. (рис. 19.20). Выбор методов и систем водопонижения в каждом отдельном случае производится с учетом технико-экономических соображений, местных условий и возможностей строительных организаций.

28—213

19.2.10. Отвод воды от водопонижительных систем

Воды, собираемые и откачиваемые водопонижительными (дренажными) системами, должны быть максимально использованы в народном хозяйстве. Непользованная часть воды отводится и сбрасывается в овраги, водоемы, дождевую канализацию или в другие отведенные для сброса места самотеком или по напорным трубопроводам. При необходимости предусматриваются перекачивающие насосные станции.

Самотечный отвод воды осуществляется по трубопроводам, лоткам и открытым канавкам. Сечение и продольный уклон канав выбираются из условия допускаемых (неразмывающихся) скоростей для данных грунтов. Минимальный продольный уклон канав должен быть не менее 0,003 (в исключительных случаях 0,002) и назначаться в зависимости от рельефа поверхности. Крепление канавы принимают в зависимости от грунтовых условий и гидравлического режима потока в канаве.

В местах сброса воды необходимо устраивать водобойные колодцы и принимать другие защитные меры против размыва грунтов.

19.3. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Техническое задание должно содержать данные, освещающие технологию строительных и эксплуатационных работ, которые должны будут выполняться под защитой водопонижительной системы, требования к водопонижению, сведения об определенных местах сброса

откачиваемых вод и материалы изысканий, включающие:

гидролого-метеорологический очерк;
топографические планы района в масштабах, устанавливаемых проектной организацией; характеристику геологического строения, тектонической нарушенности толщи, неотектоники, сейсмических и других особых условий (наличие вечной мерзлоты, карста, оползневых явлений и др.);

геологические разрезы и профили на участке работ и при необходимости в пределах распространения водоносных слоев до областей питания и дренажа на глубину до основного водоупорного пласта;

сведения о физико-механических свойствах горных пород;

характеристику гидрогеологических условий — сведения о водоносных слоях, источниках и областях их питания, взаимосвязи между ними, естественном дренаже подземных вод, их химическом составе, температурах; о коэффициентах фильтрации, пьезопроводности, уровневпроводности и водоотдачи грунтов, определенных с помощью опытных откачек; карты распространения водоносных слоев и рельефа их кровли и подошвы, а также гидроизогипс и гидроизопьез.

19.4. МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ

19.4.1. Основные положения по расчетам водоопонизительных систем

Расчетами водоопонизительных и дренажных систем должны определяться: понижения уровней подземных вод в характерных точках, в том числе и в водоопонизительных устройствах; время достижения требуемого уровня подземных вод; притоки подземных вод к водоопонизительным устройствам по этапам их развития; производительность; размеры, число, шаг и другие параметры водоопонизительных, водосборных и водоотводящих устройств.

Для расчетов водоопонизительной системы необходимо прежде всего выбрать расчетные схемы, которые составляются на основании конкретизации задач проектируемого водоопонизения, а также схематизации природных условий и водоопонизительной системы. Расчетные отметки пониженного уровня подземных вод в связи с возможными его колебаниями должны быть, как правило, более низкими, чем требуемые отметки. Они определяются для характерных фиксированных точек на участках проектируемого объекта.

При схематизации природных условий толща грунтов разбивается на условно однородные водоносные и водоупорные или условно

водоупорные слои. Кроме того, необходимо схематизировать границы и условия питания водоносных слоев. При этом водоносный слой может быть принят полностью или частично: неограниченным; граничащим с областью питания; имеющим водонепроницаемую границу. Питание водоносных слоев может приниматься за счет притока из водоема или водотока, инфильтрации атмосферных осадков, перетекания из одного водоносного слоя в другой.

Водоопонизительные системы схематизируются по этапам развития и приводятся преимущественно к одной из схем табл. 19.17. Определенные указанные выше параметров сводится в основном к расчетам линейных, контурных или групповых систем и ведется для установившегося и неуставившегося режима фильтрации.

Расчет водоопонизительной системы длительного действия обычно следует начинать исходя из условия установившегося режима фильтрации. Выбранные в результате этого расчета оборудование и другие средства принимаются за основные; их количество и параметры будут служить также для контроля расчетов начального периода работ, необходимые дополнительные средства для которого должны быть сведены к возможному минимуму. По установившемуся режиму рассчитываются дренажные системы.

Расчеты по неуставившемуся режиму выполняют: для сравнительно кратковременных водоопонизительных работ; для первоначального периода работы водоопонизительных систем, рассчитанных на длительный срок работы, при близкой области питания; для более длительного периода работы водоопонизительных систем при отдаленной области питания; для поддержания проектных уровней при изменении условий питания (например, в паводок). Одновременно с расчетом притока при неуставившемся режиме определяется и время достижения требуемого понижения в заданных фиксированных точках и в скважинах по этапам работ. На разрезах должны быть показаны расчетные кривые депрессионной поверхности.

Общий порядок расчета водоопонизительной (дренажной) системы или ее части следующий:

устанавливают требуемое понижение уровня подземных вод под дном котлована, сооружения и в других фиксированных точках (в зависимости от постановки задачи водоопонизения);

рассчитывают приток к водоопонизительной (дренажной) системе;

исходя из общего притока задаются чис-

лом скважин (или других водопонижительных устройств) с учетом их ожидаемой эффективности, имеющегося насосного оборудования и т. п. и определяют требуемую производительность скважин (устройств); требуемую пропускную способность дренажа и т. п.;

определяют понижение уровня подземных вод в скважинах, дренах и высоту столба воды у водопонижительных устройств с учетом сопротивлений фильтров;

устанавливают диаметр и другие параметры фильтра, глубину скважины и заложение дренажа (или соответствующие параметры других водопонижительных устройств);

определяют ординаты депрессионных поверхностей, задаваясь расчетными точками так, чтобы достаточно полно осветить развитие водопонижения в пределах осушаемой территории, у соседних сооружений, в районе водозаборных сооружений и в точках, выбранных для последующих наблюдений при производстве работ;

рассчитывают водоотводящие устройства; окончательно подбирают оборудование для водопонижительных работ.

На некоторых этапах не все эти расчеты требуется производить. Например, нельзя менять глубину водопонижительных скважин или глубину заложения дрен по этапам работ. Глубина скважины должна определяться по наилучшему периоду ее действия — при максимальных понижениях и притоках, то же самое относится и к дренажам, и к водоотводящим устройствам. Допустимо также несколько видоизменять последовательность отдельных расчетов, но необходимо иметь в виду их взаимосвязь, поскольку по результатам последующих расчетов может потребоваться внесение коррективов в предыдущие расчеты — по принципу последовательных приближений.

19.4.2. Определение притока подземных вод

Приток подземных вод к водопонижительной (дренажной) системе следует определять по формуле

$$Q = khS/\Phi, \quad (19)$$

где Q — полный приток подземных вод к контурной, или односторонний приток к линейной водопонижительной системе, м³/сут; k — коэффициент фильтрации, м/сут; h — толщина водоносного слоя при напорной фильтрации, или средняя глубина потока, равная $(H+y)/2$, при безнапорной фильтрации, м (здесь H — напор подземных вод в водоносном слое, м; y — напор в расчетной точке, м); S — понижение уровня подземных вод в расчетной точке, м; Φ — фильтрационное сопротивление.

При установившемся режиме величину Φ определяют по формулам табл. 19.18.

Радиус депрессии R определяется в зависимости от условий питания подземных вод и

вида водопонижительной (дренажной) системы. Для длинных линейных водопонижительных (дренажных) систем R — это расстояние от оси системы до границы области питания:

$$R = L. \quad (19.2)$$

При двустороннем притоке к длинным линейным водопонижительным системам (устройствам) приток Q определяют отдельно с каждой стороны (в зависимости от соответствующих расстояний до областей питания) и суммируют.

Для контурных и коротких линейных дрен R определяется по формулам табл. 19.19 в зависимости от условий питания подземных вод. При сравнительно непродолжительных и небольших понижениях уровня подземных вод (до 5—10 м) и отсутствии данных об источниках и условиях питания подземных вод, но при хорошо изученных фильтрационных свойствах грунтов радиус депрессии может быть определен по формулам:

при безнапорной фильтрации

$$R = r + 2S\sqrt{kH}; \quad (19.3)$$

при напорной фильтрации

$$R = r + 10S\sqrt{k}. \quad (19.4)$$

Приведенный радиус водопонижительной системы r , м, определяется по следующим формулам:

для контурной водопонижительной системы с соотношением сторон, равным или менее 10,

$$r = \sqrt{A/\pi}, \quad (19.5)$$

где A — площадь, ограниченная водопонижительными устройствами;

для контурной системы с соотношением сторон более 10 или для коротких линейных дрен (при $l < 2L$; для контурной системы l — ее большая сторона)

$$r = 0,25l; \quad (19.6)$$

для длинной линейной системы ($l \geq 2L$)

$$r = 0; \quad (19.7)$$

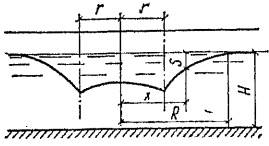
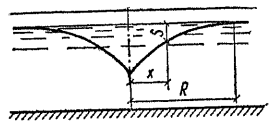
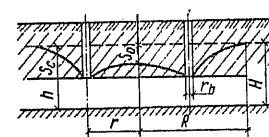
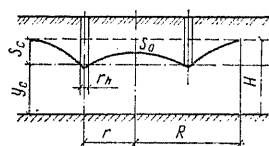
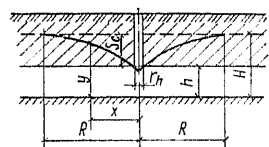
для групповой водопонижительной системы из равнодебитных скважин, не приводящейся к схеме круга или прямой линии,

$$r = \sqrt[n]{\rho_1 \rho_2 \dots \rho_n}, \quad (19.8)$$

где ρ_i — расстояния от водопонижительных скважин до расчетной точки, м.

Пример 19.1. Определить приток при установившемся режиме к контурной водопонижительной системе при понижении уровня подземных вод, необходимом для производства строительных работ, в расположенном вблизи устья реки котловане (рис. 19.21) размерами поверху 78×68 м, по дну 18×28 м, глубиной 14 м. Расстояние от реки до котлована $L_1 = 400$ м; расстояние от водоема, в который впадает река, до

ТАБЛИЦА 19.18. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ Φ ПРИ УСТАНОВИВШЕМСЯ РЕЖИМЕ ФИЛЬТРАЦИИ

№ схемы	Схема	Расчетная формула
1	 <p>Совершенная или несовершенная контурная система; приток — в зависимости от понижения в заданной точке; при безнапорной или напорной фильтрации</p>	<p>Для кольцевой системы</p> $\Phi = \frac{\ln(R/x)}{2\pi}$ <p>для неполнокольцевой системы</p> $\Phi = \frac{r \ln(R/x)}{l_c}$ <p>где R — радиус депрессии, м; r — приведенный радиус водопонижительной системы, м; x — расстояние от центра контурной системы до расчетной точки вне контура (при расположении расчетной точки на контуре или внутри него $x = r$), м; l_c — длина контура неполнокольцевой водопонижительной системы, м</p>
2	 <p>Совершенная или несовершенная линейная система; приток — в зависимости от понижения в заданной точке; при безнапорной или напорной фильтрации</p>	$\Phi = (R - x)/l$ <p>где x — расстояние от оси линейной системы до расчетной точки, м; l — длина линейной системы, м</p>
3	 <p>Кольцевой дренаж в кровле водоносного слоя, содержащего напорные воды; приток при $S = S_c = H - h$</p>	<p>Для кольцевого дренажа</p> $\Phi = \frac{\ln \frac{R}{r+h} + \frac{h}{\pi r} \ln \frac{8r}{r_h}}{2\pi}$ <p>для неполнокольцевого дренажа</p> $\Phi = \frac{\left(\ln \frac{R}{r+h} + \frac{h}{\pi r} \ln \frac{8r}{r_h} \right) r}{l_c}$ <p>где r_h — радиус дрены, м; S_c — понижение на контуре</p>
4	 <p>Кольцевой несовершенный дренаж в водоносном слое, содержащем безнапорные воды; приток при $S = S_c = H - y_c$</p>	<p>Для кольцевого дренажа</p> $\Phi = \frac{\ln \frac{R}{r+y_c} + \frac{y_c}{\pi r} \ln \frac{8r}{r_h}}{2\pi}$ <p>для неполнокольцевого дренажа</p> $\Phi = \frac{\left(\ln \frac{R}{r+y_c} + \frac{y_c}{\pi r} \ln \frac{8r}{r_h} \right) r}{l_c}$ <p>где y_c — напор на контуре (уровень воды в дрене), м</p>
5	 <p>Линейный дренаж в кровле слоя, содержащего напорные воды; приток при $S = S_c = H - h$</p>	$\Phi = \left(\frac{2h}{\pi} \ln \frac{h}{\pi r h} + R \right) \frac{1}{l}$

Продолжение табл. 19.18

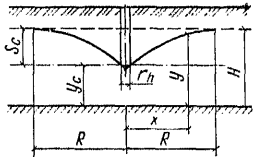
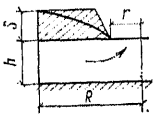
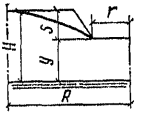
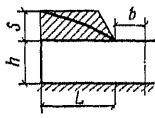
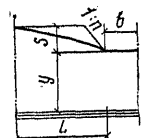
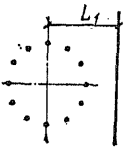
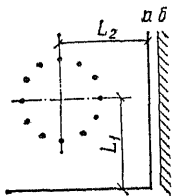
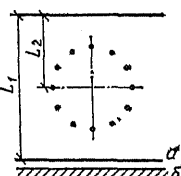
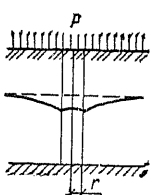
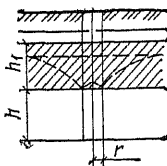
№ схемы	Схема	Расчетная формула
6	 <p>Линейный несовершенный дренаж в слое, содержащем безнапорные воды; приток при $S = S_c = H - y_c$</p>	$\Phi = \frac{2h}{l \left[\frac{S_c}{R} + \frac{1}{\frac{R}{2y_c} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{y_c}{\pi r h}} \right]}$
7	 <p>Котлован (пластовый дренаж), вскрывающий напорный водоносный слой</p>	<p>При $r/h \geq 0,5$</p> $\Phi = \frac{\ln(R/r) + 0,44h/r}{2\pi};$ <p>при $r/h < 0,5$</p> $\Phi = \frac{\left(\frac{\pi}{2} + 2 \arcsin \frac{r}{h + \sqrt{h^2 + r^2}} + 0,515 \frac{r}{h} \ln \frac{R}{rh} \right) h}{2\pi r}$
8	 <p>Котлован (пластовый дренаж в безнапорном водоносном слое)</p>	<p>При $r/y \geq 0,5$</p> $\Phi = \frac{h}{\pi \left[\frac{S}{\ln(R/r)} + \frac{2y}{\ln(R/r) + 0,44y/r} \right]};$ <p>при $r/h < 0,5$</p> $\Phi = \frac{h}{\pi \left(\frac{S}{\ln \frac{R}{r}} + \frac{\pi}{2} + 2 \arcsin \frac{r}{y + \sqrt{y^2 + r^2}} + 0,515 \frac{r}{y} \ln \frac{R}{4y} \right)}$ <p>где y — напор в котловане, м</p>
9	 <p>Траншея (пластовый дренаж), вскрывающая напорный водоносный слой</p>	<p>При $b/h \geq 0,5$</p> $\Phi = (L + 0,44h)l;$ <p>при $b/h < 0,5$</p> $\Phi = \left(L + 0,638h \ln \frac{4h}{\pi b} \right) l,$ <p>где b — половина ширины траншеи, м; L — расстояние от траншеи до области питания, м</p>
10	 <p>Траншея (пластовый дренаж) в безнапорном водоносном слое</p>	<p>При $b/y \geq 0,5$</p> $\Phi = \frac{h}{\left(2L - \frac{n^2 S^2}{2L} + \frac{y}{L + 0,44y} \right) l};$ <p>при $b/y < 0,5$</p> $\Phi = \frac{h}{\left(\frac{S}{2L - \left(\frac{n^2 S^2}{2L} \right)} + \frac{y}{L + 0,638y \ln \frac{4y}{\pi b}} \right) l};$ <p>где n — заложение откоса</p>

ТАБЛИЦА 19.19. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАДИУСА ДЕПРЕССИИ

№ схемы	Расчетная схема	Область применения формулы	Расчетная формула
1		Водоносный слой, ограниченный одной линейной границей области питания	$R = 2L_1$
2		Водоносный слой, имеющий две линейные взаимно перпендикулярные границы: а — области питания; б — водонепроницаемой области	Для условий а $R = 2L_1 L_2 / \sqrt{L_1^2 + L_2^2}$ для условий б $R = 2L_1 \sqrt{L_1^2 / L_2^2 + 1}$
3		Водоносный слой, имеющий две линейные параллельные границы: а — области питания; б — водонепроницаемой области	Для условий а $R = \frac{2}{\pi} L_1 \sin \frac{\pi L_2}{L_1}$ для условий б $R = \frac{4}{\pi} L_1 \operatorname{ctg} \frac{\pi L_2}{2 L_1}$
4		Неограниченный водоносный слой, питание которого происходит путем инфильтрации поверхностных вод интенсивностью p	$R = r + H \sqrt{k/(2p)}$
5		Содержащий напорные воды неограниченный водоносный слой, питание которого происходит путем перетекания воды из лежащего выше слоя	$R = r + \sqrt{kh h_1 / k_1}$ где k_1 — коэффициент фильтрации разделяющего слоя

котлована $L_2 = 700$ м; коэффициент фильтрации I водоносного слоя $k_1 = 10$ м/сут; удельный вес грунта $\gamma_1 = 17,65$ кН/м³; коэффициент фильтрации II водоносного слоя $k_2 = 20$ м/сут; область питания II водоносного слоя находится на расстоянии $R_2 = 360$ м; при напоре на кровлю водоразделяющего слоя $H_2 = 24$ м; удельный вес грунта водоразделяющего слоя $\gamma_{\text{вг}} = 19,61$ кН/м³.

Решение. Водопонижительные скважины располагаем на расстоянии 2 м от бровки котлована по прямоугольному контуру со сторонами 72 и 82 м. Приведенный радиус системы по формуле (19.5)

$$r = \sqrt{72 \cdot 82 / 3,14} = 43,4 \text{ м.}$$

Радиус влияния контурной системы для I водо-

носного слоя по формуле схемы 2, а (см. табл. 19.19)

$$R = 2 \cdot 400 \cdot 700 / \sqrt{400^2 + 700^2} = 695 \text{ м.}$$

Требуемое понижение уровня подземных вод в I водоносном слое принимаем на 1 м ниже дна котлована, т. е. $S_1 = 13$ м. Требуемое понижение напора во II водоносном слое принимаем из условия, чтобы остаточный напор на кровлю водоносного слоя уравновесивался давлением водоупорного слоя и залегающего над ним грунта, составляющим $17,65 \cdot 6 + 19,61 \cdot 4 = 184,3$ кПа, что эквивалентно напору $184,3 / 9,81 = 18,8$ м. Отсюда $S_2 = 24 - 18,8 = 5,2$ м.

Значение Φ находим по формуле схемы 1 табл. 19.18:

для I водоносного слоя

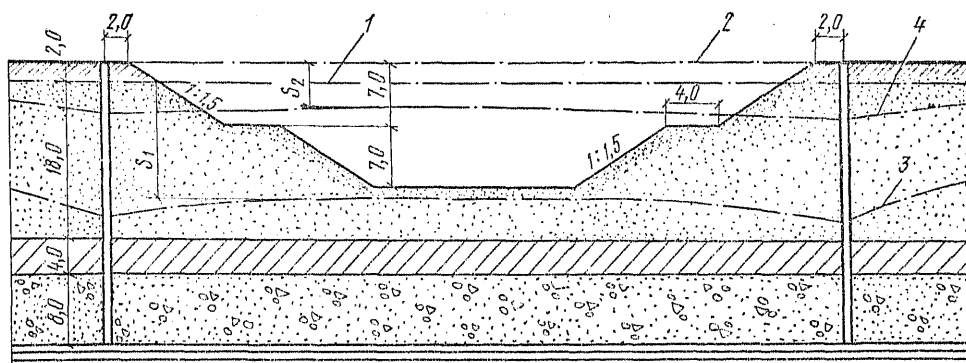


Рис. 19.21. К примеру 19.1 (размеры в м)
 1 — уровень подземных вод I водоносного слоя; 2 — то же, II водоносного слоя; 3 — пониженный уровень подземных вод I водоносного слоя; 4 — то же, II водоносного слоя

$$\Phi_1 = \frac{\ln(695/43,4)}{2 \cdot 3,14} = 0,44;$$

для II водоносного слоя

$$\Phi_2 = \frac{\ln(360/43,4)}{2 \cdot 3,14} = 0,34.$$

Значение h в I водоносном слое

$$h_1 = [18 + (18 - 13)]/2 = 11,5 \text{ м.}$$

Приток подземных вод определяем по формуле (19.1):

$$Q = \frac{10 \cdot 11,5 \cdot 13}{0,44} + \frac{20 \cdot 8 \cdot 5,2}{0,34} = 5845 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Пример 19.2. Определить приток подземных вод к несовершенному кольцевому дренажу, заглубленному на 4 м в безнапорный водоносный слой, питающийся за счет инфильтрации поверхностных вод. Дано: $H=10$ м; $k=12$ м/сут; $p=0,002$ м/сут; размеры дренажной системы в плане 40×60 м; $r_h=0,5$ м.

Решение. Определяем приведенный радиус дренажной системы по формуле (19.5):

$$r = \sqrt{60 \cdot 40/3,14} = 27,6 \text{ м.}$$

Радиус влияния дренажной системы по формуле схемы 4 табл. 19.19 будет:

$$R = 27,6 + 10 \sqrt{12/(2 \cdot 0,002)} = 575 \text{ м.}$$

Фильтрационное сопротивление находим по формуле схемы 4 табл. 19.18:

$$\Phi = \frac{\ln \frac{575}{276,6+6}}{2 \cdot 3,14} + \frac{6}{3,14 \cdot 27,6} \ln \frac{8 \cdot 27,6}{0,5} = 0,52.$$

Находим значение h :

$$h = (10 + 6)/2 = 8 \text{ м.}$$

Приток к дренажной системе вычисляем по формуле (19.1):

$$Q = \frac{12 \cdot 8 \cdot 4}{0,52} = 738 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Пример 19.3. Определить приток подземных вод к пластовому дренажу, вскрывающему напорный пласт. Дано: площадь дренажа 14×20 м; $H=18$ м; $S=6$ м; $h=12$ м, $k=8$ м/сут; $R=360$ м.

Решение. Приведенный радиус пластового дренажа находим по формуле (19.5):

$$r = \sqrt{14 \cdot 20/3,14} = 9,5 \text{ м.}$$

Для определения Φ применяем формулу схемы 7 табл. 19.18 для случая, соответствующего отношению $r/h=9,5/12=0,8 > 0,5$:

$$\Phi = \frac{\ln(360/9,5) + (0,44 \cdot 12/9,5)}{2 \cdot 3,14} = 0,67.$$

Приток подземных вод к дренажной системе по формуле (19.1) будет:

$$Q = \frac{8 \cdot 12 \cdot 6}{0,67} = 860 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

При определении притока подземных вод к водопонижительным системам и к выработкам по формуле (19.1) для начального периода неустановившегося режима (пока депрессия не достигнет области питания) можно определять Φ по формулам табл. 19.18 исходя из значений R , вычисленных для соответствующих моментов времени по формулам:

при безнапорной фильтрации

$$R = r + 1,7 \sqrt{a_{lc} t}; \quad (19.9)$$

при напорной фильтрации

$$R = r + 1,5 \sqrt{a_{pc} t}, \quad (19.10)$$

где t — период работы водопонижительной системы (водопонижительных устройств), сут; a_{lc} — уровень пористости, м²/сут, определяемая опытным путем и по формуле

$$a_{lc} = kh/\mu_{lc}; \quad (19.11)$$

a_{pc} — пьезопроводность, м²/сут, определяемая опытным путем или при наличии необходимых данных по формуле

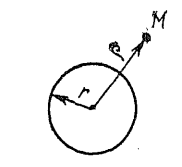
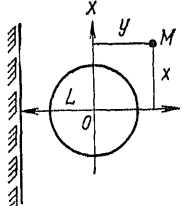
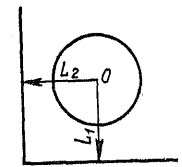
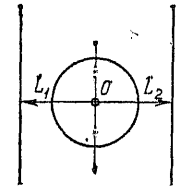
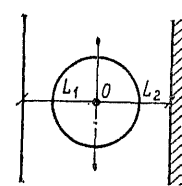
$$a_{pc} = kh/\mu_{pc}; \quad (19.12)$$

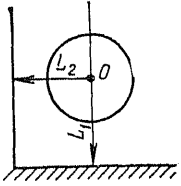
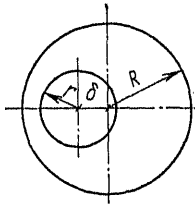
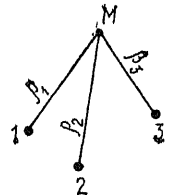
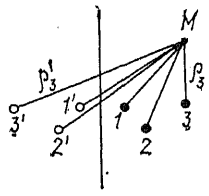
здесь μ_{lc} — гравитационная водоотдача грунта; μ_{pc} — упругая водоотдача водоносного слоя.

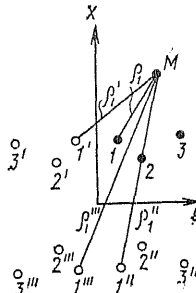
ТАБЛИЦА 19.20. ПЬЕЗОПРОВОДНОСТЬ ГРУНТОВ

Грунты	a_{pc} , м ² /сут	Грунты	a_{pc} , м ² /сут
Глинистые (суглинки)	20—800	Пески средней крупности и гравелистые	$(0,15 \pm 1) 10^9$
Пески пылеватые, супеси	100—1000	Галечно-гравелистые	$(0,5 \pm 1) 10^9$
Пески мелкие	$(0,25 \pm 1,25) 10^9$	Скальные	$(1 \pm 8) 10^9$

ТАБЛИЦА 19.21. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ Φ ПРИ НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ РЕЖИМЕ ФИЛЬТРАЦИИ

№ схемы	Схема и условия питания водоносного слоя	Расчетная формула
1	 <p>Неограниченный слой</p>	$\Phi = -\frac{1}{4\pi} E_i \left(-\frac{r^2}{4at} \right);$ <p>для центра системы $\rho=r$; для одиночной скважины $\rho=r_h$</p>
2	 <p>Слой ограничен прямоугольным контуром питания или непроницаемым контуром</p>	$\Phi = -\frac{1}{4\pi} \left[E_i \left(-\frac{\rho^2}{4at} \right) \pm E_i \left(-\frac{x^2 + (y+L)^2}{4at} \right) \right];$ <p>для функций $\pm E_i$ знак плюс соответствует непроницаемому контуру, знак минус — контуру питания, для центра системы $\rho=r$, $x=0$, $y=0$</p>
3	 <p>Слой ограничен двумя перпендикулярными контурами питания</p>	<p>Для центра системы</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi} \left[E_i \left(-\frac{r^2}{4at} \right) - E_i \left(-\frac{L_1^2}{at} \right) + E_i \left(-\frac{\sqrt{L^2 + L_1^2}}{at} \right) - E_i \left(-\frac{L_2^2}{at} \right) \right]$
4	 <p>Слой ограничен двумя параллельными контурами питания</p>	<p>Для центра системы</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi} \left[E_i \left(-\frac{r^2}{4at} \right) - E_i \left(-\frac{L_1^2}{at} \right) - E_i \left(-\frac{L_2^2}{at} \right) \right]$
5	 <p>Слой ограничен параллельными контурами питания и непроницаемым</p>	<p>Для центра системы</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi} \left[E_i \left(-\frac{r^2}{4at} \right) - E_i \left(-\frac{L_1^2}{at} \right) + E_i \left(-\frac{L_2^2}{at} \right) \right]$

№ схемы	Схема и условия питания водоносного слоя	Расчетная формула
6	 <p>Слой ограничен перпендикулярными контурами: питающим и непроницаемым</p>	<p>Для центра системы</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi} \left[E_i \left(-\frac{r^2}{4at} \right) + E_i \left(-\frac{L_1^2}{at} \right) - E_i \left(-\frac{\sqrt{L_1^2 + L_2^2}}{at} \right) - E_i \left(-\frac{L_2^2}{at} \right) \right]$
7	 <p>Слой ограничен круговым контуром питания</p>	<p>Для центра системы</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi} \left[E_i \left(-\frac{r^2}{4at} \right) - E_i \left(-\frac{L^2}{at} \right) \right],$ <p>где</p> $L = (R^2 - \delta^2)/R$
8	 <p>Неограниченный слой</p>	$\Phi = -\frac{1}{4\pi} \sum_{i=1}^{i=n} \alpha_i E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right),$ <p>где $\alpha_i = q_{ni} / \sum d_{ni}$ для равнодебитных скважин;</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi} E_i \left(-\frac{\bar{\rho}^2}{4at} \right), \quad \text{где } \bar{\rho} = \sqrt[n]{\rho_1 \rho_2 \dots \rho_n};$ $\Phi = -\frac{1}{4\pi} \ln \frac{2,25at}{\bar{\rho}^2} \quad \text{при } \frac{\rho_{max}^2}{4at} < 0,1$
9	 <p>Слой ограничен прямолинейным контуром питания или непроницаемым контуром</p>	$\Phi = \frac{1}{4\pi} \sum_{i=1}^{i=n} \alpha_i \left[E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right) \pm E_i \left(-\frac{\rho_i'^2}{4at} \right) \right];$ <p>для функции $\pm E_i$ знак плюс соответствует непроницаемому контуру, знак минус — контуру питания;</p> <p>для равнодебитных скважин при $\frac{\rho_{max}^2}{4at} < 0,1$:</p> $\Phi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\bar{\rho}'}{\bar{\rho}} \quad \text{— при контуре питания;}$ $\Phi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{2,25 at}{\bar{\rho}' \bar{\rho}} \quad \text{— при непроницаемом контуре,}$ <p>где $\bar{\rho}' = \sqrt[n]{\rho_1' \rho_2' \dots \rho_n'}$</p>

№ схемы	Схема и условия питания водоносного слоя	Расчетная формула
10	 <p data-bbox="266 803 518 882">Слой ограничен двумя перпендикулярными контурами: питания или непроницаемыми</p>	$\Phi = -\frac{1}{4\pi} \sum_{i=1}^{i=n} \alpha_i \left[\pm E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right) \pm E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right) \pm E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right) \pm \right. \\ \left. \pm E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right) \right];$ <p data-bbox="546 470 965 499">знаки функций $\pm E_i$ для разных схем питания:</p> <p data-bbox="574 499 1148 568">а) x и y — контуры питания: + — +; б) x и y — непроницаемые контуры: + + + +; в) x — контур питания, y — непроницаемый контур: + — + —; для равнодебитных скважин:</p> <p data-bbox="546 578 965 637">в начальный период откачки при $\frac{\rho_{min}}{4at} > 3$</p> $\Phi = -\frac{1}{4\pi n} \sum_{i=1}^{i=n} E_i \left(-\frac{\rho_i^2}{4at} \right);$ <p data-bbox="546 735 1050 764">при длительной откачке для разных схем питания при</p> $\frac{\rho_{max}}{4at} < 0,1;$ <p data-bbox="756 833 979 891">а) $\Phi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\bar{\rho}' \bar{\rho}''}{\bar{\rho} \bar{\rho}'''};$</p> <p data-bbox="714 901 1007 960">б) $\Phi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{2,25 at}{\sqrt{\bar{\rho} \bar{\rho}' \bar{\rho}'' \bar{\rho}'''}};$</p> <p data-bbox="756 970 979 1029">в) $\Phi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\bar{\rho}' \bar{\rho}''}{\bar{\rho} \bar{\rho}'''}$</p>

Примечание. Функция $E_i(-x)$ принимается по табл. 19.22.

Ориентировочные значения пьезопроводности некоторых видов грунтов приведены в табл. 19.20.

При значительном понижении и длительном неустановившемся режиме [3] значения Φ для определения притока по формуле (19.1) к контурным и коротким линейным водопонижительным системам, а также к групповым системам, не приводящимся к контурным и линейным схемам, следует принимать по формулам табл. 19.21, а для определения притока к длинным линейным водопонижительным системам по формуле (19.1) значения Φ определяются из выражения

$$\Phi = \frac{x [F(u_1) - F(u_2)]}{2lu_1}, \quad (19.13)$$

где

$$u_1 = \frac{x}{2\sqrt{at}}; \quad u_2 = \frac{2L_1 - x}{2\sqrt{at}}; \quad (19.14)$$

значения функции $F(u)$ принимаются по рис. 19.22; при безнапорной фильтрации $a = a_{ic}$, а при напорной $a = a_{pc}$.

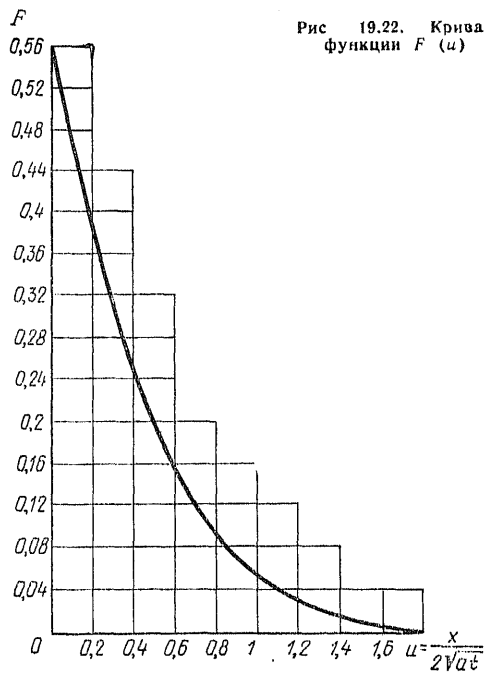


Рис. 19.22. Кривая функции $F(u)$

ТАБЛИЦА 19.22. ЗНАЧЕНИЯ ФУНКЦИИ $E_i(-x)$

x	$E_i(-x)$	x	$E_i(-x)$	x	$E_i(-x)$	x	$E_i(-x)$
0	$-\infty$	0,6	-0,454	2,2	-0,0372	4,2	$-0,297 \cdot 10^{-2}$
0,01	-4,038	0,65	-0,412	2,3	-0,0325	4,3	$-0,263 \cdot 10^{-2}$
0,02	-3,355	0,7	-0,374	2,4	-0,0284	4,4	$-0,234 \cdot 10^{-2}$
0,03	-2,959	0,75	-0,34	2,5	-0,0249	4,5	$-0,207 \cdot 10^{-2}$
0,04	-2,681	0,8	-0,311	2,6	-0,0219	4,6	$-0,184 \cdot 10^{-2}$
0,05	-2,468	0,85	-0,284	2,7	-0,0192	4,7	$-0,164 \cdot 10^{-2}$
0,06	-2,295	0,9	-0,26	2,8	-0,0169	4,8	$-0,145 \cdot 10^{-2}$
0,07	-2,151	0,95	-0,239	2,9	-0,0148	4,9	$-0,129 \cdot 10^{-2}$
0,08	-2,027	1	-0,219	3	-0,013	5	$-0,115 \cdot 10^{-2}$
0,09	-1,919	1,1	-0,186	3,1	-0,0115	6	$-0,36 \cdot 10^{-3}$
0,1	-1,823	1,2	-0,158	3,2	-0,0101	7	$-0,116 \cdot 10^{-3}$
0,15	-1,465	1,3	-0,135	3,3	$-0,894 \cdot 10^{-2}$	8	$-0,377 \cdot 10^{-4}$
0,2	-1,233	1,4	-0,116	3,4	$-0,789 \cdot 10^{-2}$	9	$-0,125 \cdot 10^{-4}$
0,25	-1,044	1,5	-0,1	3,5	$-0,697 \cdot 10^{-2}$	10	$-0,416 \cdot 10^{-5}$
0,3	-0,906	1,6	-0,0863	3,6	$-0,616 \cdot 10^{-2}$	11	$-0,14 \cdot 10^{-5}$
0,35	-0,794	1,7	-0,0746	3,7	$-0,545 \cdot 10^{-2}$	12	$-0,475 \cdot 10^{-6}$
0,4	-0,702	1,8	-0,0647	3,8	$-0,482 \cdot 10^{-2}$	13	$-0,162 \cdot 10^{-6}$
0,45	-0,625	1,9	-0,0562	3,9	$-0,427 \cdot 10^{-2}$	14	$-0,557 \cdot 10^{-7}$
0,5	-0,56	2	-0,0489	4	$-0,378 \cdot 10^{-2}$	15	$-0,192 \cdot 10^{-7}$
0,55	-0,503	2,1	-0,0426	4,1	$-0,335 \cdot 10^{-2}$		

Примечание. $x = \frac{\rho^2}{4at}$; при $x < 0,1$ можно принять $E_i(-x) = \ln \frac{2,25at}{\rho^2}$.

ТАБЛИЦА 19.23. К ПРИМЕРУ 19.4

№ скважины	ρ	$\frac{\rho^2}{4 \cdot 10^4 \cdot 30}$	$E_i\left(-\frac{\rho^2}{4 \cdot 10^4 \cdot 30}\right)$	№ скважины	ρ'	$\frac{\rho'^2}{4 \cdot 10^4 \cdot 30}$	$E_i\left(-\frac{\rho'^2}{4 \cdot 10^4 \cdot 30}\right)$
1	135	0,015	-3,70	1'	1954	3,18	0,01
2	223	0,04	-2,68	2'	1819	2,76	0,018
3	215	0,039	-2,78	3'	1785	2,66	0,02
4	223	0,04	-2,68	4'	1819	2,76	0,018
5	135	0,015	-3,70	5'	1954	3,18	0,01

Пример 19.4. Определить необходимую производительность водопонижительных скважин для снижения в течение 30 сут напора в основании котлована, расположенного у реки (рис. 19.23). В связи с недостаточной фильтрационной устойчивостью разделяющего слоя пониженный пьезометрический уровень напорных вод должен располагаться ниже дна котлована. Толщина напорного водоносного слоя $h=15$ м; коэффициент фильтрации $k=5$ м/сут; коэффициент пьезопроводности $a_{pc} = 10^4$ м²/сут; над подошвой водоносного слоя напор $H=30$ м; расстояние от расчетной точки на дне котлована до области питания $L=1000$ м; необходимое понижение напора под дном котлована $S_0=10$ м.

Решение. Принимаем число равнодебитных скважин $n=5$, располагая их у трех сторон котлована, как показано на рис. 19.23. Для расчета применяем формулу схемы 6 табл. 19.21.

Критерий использования формул

$$\frac{\rho_{max}^2}{4a_{pc} t} = \frac{1904^2}{4 \cdot 10^4 \cdot 30} = 3,02 > 0,1.$$

Следовательно, для определения величины Φ необходимо использовать зависимость от функции $E_i(-x)$, где $x = \rho^2 / (4a_{pc} t)$ (или ρ' вместо ρ^2). Значения ρ и ρ' приведены на рис. 19.23. Значения функции $E_i(-x)$ находим по табл. 19.22. Вычисления сводим в табл. 19.23.

Получаем:

$$\Phi = \frac{1}{4 \cdot 3,14} \frac{1}{5} [(-3,70 + 0,01) + (-2,68 + 0,018) +$$

$$+ (-2,78 + 0,02) + (-2,68 + 0,018) + (-3,70 + 0,01) = 0,246;$$

здесь $\alpha_i = q h_i / Q = 1/5$.

Определяем требуемую производительность водопонижительной системы по формуле (19.1):

$$Q = 5 \cdot 15 \cdot 10 / 0,246 = 3049 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Производительность одной скважины

$$q_h = 3049/5 = 610 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

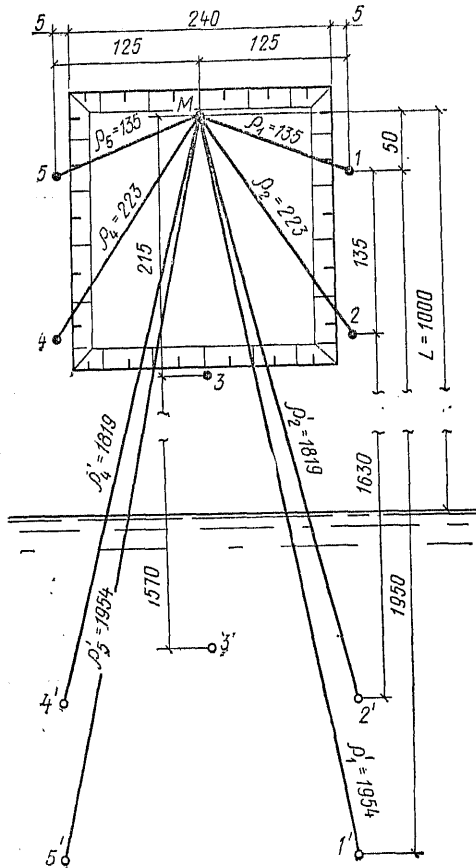


Рис. 19.23. К примеру 19.4. (размеры в м)

19.4.3. Расчет скважинных водопонижительных систем

Расположение водопонижительных скважин, их число и заглубление определяются исходя из притока подземных вод и необходимо понижения их уровня.

Расчетная производительность одной скважины должна основываться на опытных данных.

При отсутствии опытных данных предельную производительность скважины рекомендуется определять по эмпирической формуле

$$q_h \leq 400 b_f r_h \sqrt[3]{k}, \quad (19.15)$$

где b_f — длина смоченной части фильтра, м.

При расчете водопонижительных скважин,

предварительно задаваясь их параметрами (глубиной, диаметром и длиной смоченной части фильтра) и руководствуясь опытными данными, а при их отсутствии формулой (19.15), вычисляют производительность одной скважины. По результатам проведенного расчета и общего притока к водопонижительной системе определяют число скважин и их расположение. При этом необходимо принимать во внимание уменьшение с течением времени производительности скважин в результате сработки уровней подземных вод, коррозии и химического зарастания фильтров.

Размещение водопонижительных скважин должно обеспечивать по возможности равную нагрузку на каждую из них. Когда это оказывается невозможным, предусматривают различную производительность водопонижительных скважин; в этих случаях необходимо проверять достигаемые понижения в расчетных точках по формулам групповой (не приведенной к кругу или прямой линии) водопонижительной системы.

Понижения в расчетных точках при контурных и линейных водопонижительных системах определяются исходя из формулы (19.1), с помощью которой при напорном потоке понижения могут быть определены непосредственно, а при безнапорном потоке — после подстановки $h = (2H - S)/2$, приводящей к формулам:

для контурной системы

$$S = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{x}}; \quad (19.16)$$

для линейных систем

$$S = H - \sqrt{H^2 - \frac{2q}{k} (R - x)}. \quad (19.17)$$

Связь между понижениями уровней воды в скважинах S_h и на линии S_l для напорного потока выражается формулой

$$S_h = S_l + \frac{q_h}{kh} \Phi'; \quad (19.18)$$

соответственно связь между уровнями воды в скважинах y_h и на линии y_l для безнапорного потока имеет вид:

$$y_h^2 = y_l^2 - \frac{2q_h}{k} \Phi', \quad (19.19)$$

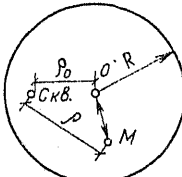
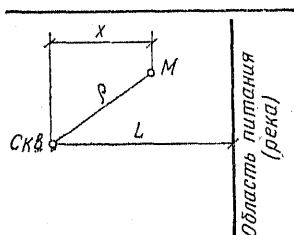
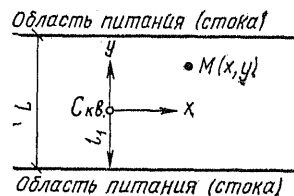
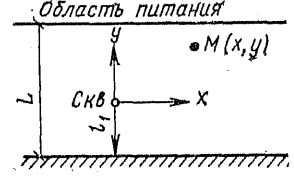
где S_l и $y_l = H - S_l$ определяются по формулам (19.1), (19.16) и (19.17) при $x=r$ для контурных систем и при $x=0$ для линейных систем; Φ' — внутреннее фильтрационное сопротивление.

Для совершенных скважин

$$\Phi' = \Phi_c = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\sigma}{2\pi r_h}. \quad (19.20)$$

где σ — расстояние между водозаборными устройствами, м.

ТАБЛИЦА 19.24. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФУНКЦИИ ПОНИЖЕНИЯ f ОТ ДЕЙСТВИЯ ОДИНОЧНОЙ СКВАЖИНЫ

№ схемы	Схема и условия питания водоносного слоя	Расчетная формула
1	 <p>Круговой контур питания</p>	$f = 0,159 \ln \sqrt{\frac{R'^2 + \rho'^2 - \rho_0'^2/R'^2 - (\rho')^2 - \rho_0'^2 + \rho^2}{\rho}}$
2	 <p>Полугограничное пространство с одним линейным контуром питания (стока)</p>	$f = 0,159 \ln \frac{\sqrt{4L^2 - 4Lx + \rho^2}}{\rho};$ <p>x положителен, если точка M находится между скважиной и источником питания</p>
3	 <p>Полосообразный слой с двумя контурами питания (стока)</p>	$f = \theta(\bar{x}; 2\bar{l}_1 + \bar{y}) - \theta(\bar{x}; \bar{y}); \theta(\bar{x}; \bar{y}) = \frac{1}{4\pi} \ln 2 [\operatorname{ch} \pi \bar{x} - \cos \pi \bar{y}]$ $\bar{l}_1 = l_1/L; \quad \bar{x} = x/L; \quad \bar{y} = y/L$
4	 <p>Слой, ограниченный областью питания и непроницаемым контуром</p>	<p>Вне скважины:</p> $f = \theta_1(\bar{x}; \bar{l}_1 + \bar{y}) + \theta_1(\bar{x}; \bar{l}_1 - \bar{y});$ $\bar{l}_1 = l_1/L; \quad \bar{x} = x/L; \quad \bar{y} = y/L;$ $\theta_1(\bar{x}; \bar{y}) = \frac{1}{4\pi} \ln \frac{\operatorname{ch} \frac{\pi}{2} \bar{x} + \cos \frac{\pi}{2} \bar{y}}{\operatorname{ch} \frac{\pi}{2} \bar{x} - \cos \frac{\pi}{2} \bar{y}}$

Примечание. Функции θ и θ_1 определяются по рис. 19.25.

Для несовершенных по степени вскрытия водоносного слоя скважин необходимо учитывать также дополнительное сопротивление Φ_{imp} вследствие неполного вскрытия водоносного слоя:

$$\left. \begin{aligned} \Phi' &= \Phi_c + \Phi_{imp}; \\ \Phi_{imp} &= \frac{1 - \bar{b}_f}{2\pi \bar{b}_f} \left(\ln \frac{\bar{b}_f}{r_h} - \epsilon \right), \end{aligned} \right\} \quad (19.21)$$

где \bar{b}_f — относительная длина фильтра (в напорных условиях $\bar{b}_f = b_f/h$, в безнапорных вместо b_f подставляется b'_f , определяемое как расстояние от уровня воды в скважине до низа фильтра, а вместо h принимается y_h ; ϵ — коэффициент, определяемый по рис. 19.24 в зависимости от \bar{b}_f и \bar{c}) для напорных условий $\bar{c} = c/(h - l_f)$; для безнапорных $\bar{c} = 1$, здесь c — расстояние от низа фильтра до водоупора, м.
 При выбранных числе, расчетной производительности и расположении водопонижитель-

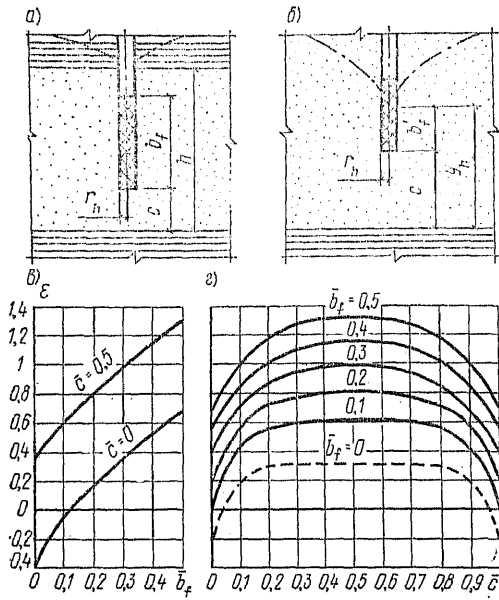


Рис. 19.24. К определению коэффициента ϵ

a — расчетная схема для напорных условий; *б* — то же, для безнапорных условий; ϵ — зависимость ϵ от b_f ; ϵ — то же, от c

ных скважин, не приводимых к кругу или к прямой линии, следует проверить достижение требуемого понижения уровня подземных вод в расчетных точках путем суммирования действий каждой *i*-й скважины в отдельности:

$$S = \sum S_i = \frac{1}{kh} \sum q_{hi} f_i, \quad (19.22)$$

где *f* — функция понижения от действия одиночной скважины, определяемая по табл. 19.24.

Функцию понижения в расчетной скважине от ее собственного действия определяют по формуле

$$f_h = 0,159 \ln(R/r_h), \quad (19.23)$$

где r_h — радиус фильтра скважины, м.

Понижение в расчетной точке *i*-й скважины S_{hi} вычисляется по зависимости

$$S_{hi} = \frac{1}{kh} (q_{h1} f_{i1} + q_{h2} f_{i2} + \dots + q_{hi} f_{ii}). \quad (19.24)$$

При расчете систем из несовершенных скважин по формулам (19.22) — (19.24) дополнительное сопротивление Φ_{imp} входит в выражение расчетного радиуса $r_{h,cv}$ совершенной скважины, эквивалентной по дебиту действительной несовершенной скважине:

$$r_{h,cv} = \alpha r_h; \quad \alpha = e^{-2\pi\Phi_{imp}}. \quad (19.25)$$

Расчет проводится как для совершенных скважин с подстановкой расчетного радиуса $r_{h,cv}$ в формулу (19.23).

Установив отметки уровней воды в самой скважине, определяют уровень установки скважинного насоса и глубину скважины, а также вносят при необходимости коррективы в диаметр и длину ее фильтра.

Фильтр может быть затопленным или незатопленным. Затопленный фильтр менее подвержен коррозии и химическому зарастанию, чем незатопленный, поэтому для обеспечения длительного срока службы фильтр, как правило, следует располагать ниже уровня воды в скважине. При соответствующем обосновании допускается использование водопонижительных скважин с незатопленным фильтром, например на конечном этапе работ при понижении уровня воды до водоупора. В этом случае при определении смоченной части фильтра приобретает значение так называемая «высота высачивания», определяющая уровень воды за скважиной, который несколько выше, чем в самой скважине, за счет дополнительных сопротивлений вследствие сильного искривления линий токов вблизи скважины. Высота высачивания (разность уровней воды за стенкой скважины и в самой скважине) для скважин с незатопленным фильтром определяется по формулам табл. 19.25.

Пример 19.5. Требуется рассчитать групповую водопонижительную систему из четырех скважин (рис. 19.26) в песках, содержащих безнапорные воды, при необходимости понижения уровня подземных вод на 5 м в точке М через 90 сут после начала откачки. Дано: $H=25$ м, $k=8$ м/сут, $\mu=0,06$.

Решение. Для определения притока используем формулу схемы 6 табл. 19.21. Вычисленные значения ρ_i и ρ'_i приведены на рис. 19.26. Находим значения ρ и ρ' :

$$\bar{\rho} = \sqrt[4]{54^4} = 54 \text{ м};$$

$$\bar{\rho}' = \sqrt{324^2 \cdot 291^2} = 307 \text{ м}.$$

Вычисляем h и a_{ic} :

$$h = (2 \cdot 25 - 5) / 2 = 22,5 \text{ м};$$

$$a_{ic} = 9 \cdot 22,5 / 0,06 = 3000 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Определяем параметр применимости формул:

$$\frac{\rho_{imax}}{4a_{ic} t} = \frac{324^2}{4 \cdot 3000 \cdot 90} = 0,097 < 0,1.$$

Следовательно, для определения величин Φ можно использовать логарифмическую зависимость:

$$\Phi = \frac{1}{2 \cdot 3,14} \ln \frac{307}{54} = 0,277.$$

Приток подземных вод по формуле (19.1) состав-

$$Q = 8 \cdot 22,5 \cdot 5 / 0,277 = 3249 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

ТАБЛИЦА 19.25. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫСОТЫ ВЫСАЧИВАНИЯ ДЛЯ СКВАЖИН С НЕЗАТОПЛЕННЫМ ФИЛЬТРОМ

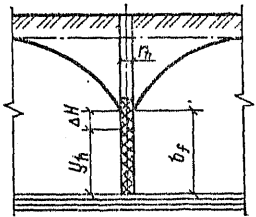
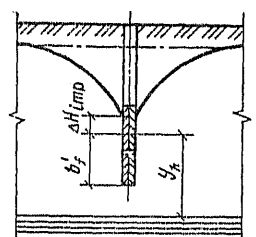
№ схемы	Расчетная схема	Расчетная формула
1	 <p>Совершенная скважина</p>	$\Delta H = \sqrt{0,158 \frac{q_h}{k} \left(\ln \frac{r_h}{b_f} + \eta \right) + y_h^2 - y_h}$ <p>где η определяется в зависимости от радиуса скважины по табл. 19.26.</p>
2	 <p>Несовершенная скважина</p>	$\Delta H_{imp} = \frac{\Delta H}{1 - (y_h - b_f) / [2(y_h + \Delta H)]}$

ТАБЛИЦА 19.26. ЗАВИСИМОСТЬ ВЕЛИЧИНЫ η ОТ РАДИУСА СКВАЖИНЫ

r_h , м	η	r_h , м	η
0,03	3,79	0,225	-0,27
0,05	2,78	0,25	-0,56
0,075	1,96	0,275	-0,75
0,1	1,39	0,3	-0,83
0,125	0,94	0,35	-1,15
0,15	0,58	0,4	-1,39
0,175	0,27	0,5	-1,95
0,2	0		

Считая, что скважины имеют равные дебиты, определяем производительность одной из них:

$$q_h = 3249/4 = 812 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Принимая диаметр скважины по обсыпке 0,426 м (по наружному диаметру обсадной трубы), длину фильтра определим по формуле (19.15):

$$b_f \geq \frac{812}{400 \cdot 0,213 \sqrt[3]{8}} = 4,77 \text{ м.}$$

Принимаем два звена фильтра заводского изготовления: $b_f = 2 \cdot 3 = 6,0$ м.

Проверяем понижение в точке M по формуле (19.22). Для этого преобразуем ее с учетом того, что скважины равноразобитные, и, применяя подстановку $h = (2H - S)/2$, приводим указанную формулу к виду:

$$S = H - \sqrt{H^2 - \frac{2q_h}{k} \Sigma f_i}$$

Затем вычисляем значения функции понижения от действия каждой скважины для точки M по формуле схемы 2 табл. 19.24:

от скважин № 1 и 2 ($x = -20$ м, $L = 150$ м, $\rho = 54$ м)

$$f_1 = f_2 = 0,159 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 150^2 + 4 \cdot 150 \cdot 20 + 54^2}}{54} = 0,285;$$

от скважин № 3 и 4 ($x = -50$ м, $L = 120$ м, $\rho = 76$ м)

$$f_3 = f_4 = 0,159 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 120^2 + 4 \cdot 120 \cdot 50 + 54^2}}{54} = 0,268;$$

$$\Sigma f_i = 2 \cdot 0,285 + 2 \cdot 0,268 = 1,11.$$

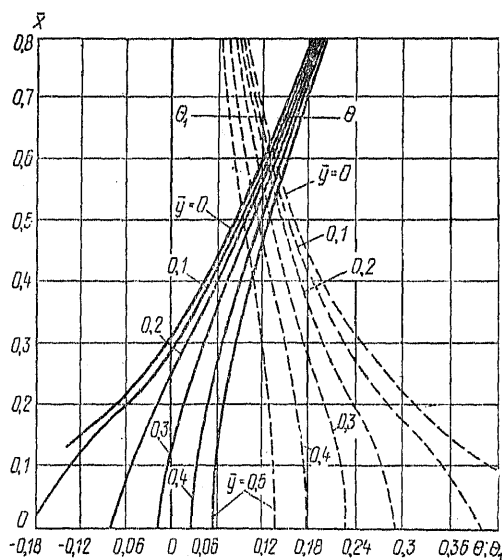


Рис. 19.25. Кривые функций θ и $\bar{\theta}$

Понижение в точке *M* составит:

$$S = 25 - \sqrt{25^2 - 2.812 \cdot 1.11/8} = 5,01 \text{ м.}$$

Следовательно, расчет необходимой производительности скважин выполнен правильно.

По преобразованной формуле (19.22) определяем понижение в скважинах № 3 и 4 ($R=2L=240 \text{ м}$), которое будет наибольшим. Предварительно задаемся уровнем воды в скважине, в 2 раза превышающим расчетную длину фильтра, $y_h=12 \text{ м}$ и, проектируя фильтр затопленным, получаем $b_f=6/12=0,5$. Соответственно по рис. 19.24 находим $\epsilon=0,7$, откуда по формуле (19.21) дополнительное сопротивление на несовершенство скважины составит

$$\Phi_{tmp} = \frac{1-0,5}{2.3.14.0,5} \left(\ln \frac{6}{0,213} - 0,7 \right) = 0,42.$$

Определяем значение α по формуле (19.25):

$$\alpha = e^{-2.3.14.0,42} = 0,072.$$

Функция понижения от действия самой скважины по формуле (19.23) с учетом формулы (19.25):

$$f_{h1(2)} = 0,159 \ln \frac{240}{0,072 \cdot 0,213} = 1,54.$$

Значения функций понижения для скважины № 3 (или № 4) от действия остальных скважин определяем по формуле схемы 2 табл. 19.24:

от скважины № 1 ($x=30 \text{ м}$, $L=150 \text{ м}$, $\rho=76 \text{ м}$)

$$f_1 = 0,159 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 150^2 - 4 \cdot 150 \cdot 30 + 76^2}}{76} = 0,207;$$

от скважины № 2 ($x=30 \text{ м}$, $L=150 \text{ м}$, $\rho=42 \text{ м}$)

$$f_2 = 0,159 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 150^2 - 4 \cdot 150 \cdot 30 + 42^2}}{42} = 0,297;$$

от скважины № 4 ($x=0$, $L=120 \text{ м}$, $\rho=40 \text{ м}$):

$$f_4 = 0,159 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 120^2 + 40^2}}{40} = 0,287;$$

$$\Sigma f_{1(2)} = 1,54 + 0,207 + 0,297 + 0,287 = 2,33$$

Понижение уровня воды в скважине № 3 (или № 4) определяем по преобразованной формуле (19.22):

$$S = 25 - \sqrt{25^2 - 2.812 \cdot 2,33/8} = 12,67 \text{ м.}$$

а значение уровня воды в скважине y_h , равное 12,33 м, близко к предварительно принятому, поэтому пересчет не требуется.

Принимая отстойник высотой 2 м, получим глубину скважин от уровня воды 12,67+6+2=20,67 м.

Пример 19.6. Рассчитать линейную скважинную систему (рис. 19.27) для длинной траншеи, расположенной вдоль области питания на расстоянии от нее (считая до расчетной точки) 200 м. на период установившегося режима фильтрации подземных вод, но на сравнительно непродолжительный период укладки коммуникаций. Подземные воды безнапорные, $H=25 \text{ м}$, $k=12 \text{ м/сут}$. Требуемое понижение принимаем на 1 м ниже дна траншеи — $S=7 \text{ м}$.

Решение. Водопонижительные скважины располагаем со стороны траншеи, противоположной зафиксированной области питания, на расстоянии 15 м от расчетной точки. Со стороны реки получим: радиус депрессии с правой стороны $R_{rt}=200+15=215 \text{ м}$; фильтрационное сопротивление потока с этой (правой) стороны на 1 м по длине системы (по формуле схемы 2 табл. 19.18) $\Phi_{rt}=215-15=200 \text{ м}$; приток по формуле (19.1) с использованием подстановки $h=(2H-S)/2$:

$$q_{rt} = \frac{12(2 \cdot 25 - 7) \cdot 7}{2 \cdot 200} = 9,03 \text{ м}^3/(\text{сут} \cdot \text{м}).$$

Положение по линии скважин определяем по формуле (19.17):

$$S_{lt} = 25 - \sqrt{25^2 - 2 \cdot 9,03 \cdot 215/12} = 7,64 \text{ м.}$$

С левой стороны $h_{lt}=(2 \cdot 25 - 7,64)/2=21,18 \text{ м}$.

Радиус депрессии с левой стороны водопонижительной системы (со стороны, противоположной реке) вычисляем по формуле (19.3):

$$R_{lt} = 2 \cdot 7,64 \sqrt{12 \cdot 25} = 264,66 \text{ мм.}$$

Поскольку $x=0$ (понижение и приток определяются на линии скважин), Φ численно равно R_{lt} , т. е. 264,66. Приток с левой стороны системы находим по выражению (19.1):

$$q_{lt} = \frac{12 \cdot 21,18 \cdot 7,64}{264,66} = 7,34 \text{ м}^3/(\text{сут} \cdot \text{м}).$$

Суммарный приток на 1 м длины водопонижительной системы

$$q = 9,03 + 7,34 = 16,37 \text{ м}^3/(\text{сут}).$$

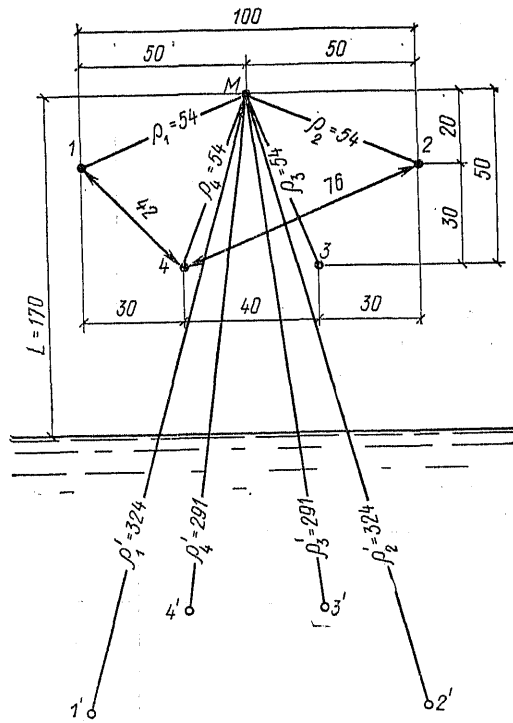


Рис. 19.26. К примеру 19.5. (размеры в м)

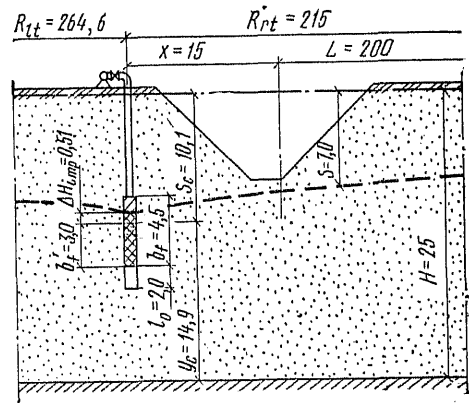


Рис. 19.27. К примеру 19.6 (размеры в м)

Принимая расстояние между скважинами $\sigma=12$ м, получим необходимую производительность скважины:

$$q_h = 16,37 \cdot 12 = 197 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Диаметр фильтра по обсыпке (по наружному диаметру обсадной трубы) составит 273 мм. Минимальную высоту фильтра определяем по формуле (19.15):

$$b_f \geq \frac{197}{400 \cdot 0,136 \cdot 12} = 1,6 \text{ м.}$$

Принимаем требуемый подпор для насоса 1 м, расстояние от первой ступени насоса до нижнего торца электродвигателя 1 м, от низа нижнего торца электродвигателя до низа фильтра 1 м. Таким образом слой воды от сниженного уровня в скважине до низа фильтра следует принять равным 3 м. Для определения полной глубины скважины и полной длины фильтра, проектируем его незатопленным (учитывая непродолжительный срок службы скважины и предусматривая дополнительную аэрацию водоносного пласта для улучшения условий водопонижения), следует вычислить высоту пониженого уровня в скважине и высоту высачивания.

Задаемся первоначально уровнем воды в скважине несколько ниже, чем на линии: $y_1=25-7,64=17,36$ м;

$H_h=15$ м; $b_f=3/15=0,2$; $3c=1$. По рис. 19.24 находим $\epsilon=0,2$. Сопротивление без учета несовершенства вскрытия слоя определяем по формуле (19.20):

$$\Phi_c = \frac{1}{2 \cdot 3,14} \ln \frac{12}{2 \cdot 3,14 \cdot 0,219} = 0,35.$$

Дополнительное фильтрационное сопротивление из-за несовершенства скважины по степени вскрытия находим по выражению (19.21):

$$\Phi_{imp} = \frac{1-0,2}{6,28 \cdot 0,2} \left(\ln \frac{3}{0,11} - 0,2 \right) = 1,98.$$

Полное внутреннее фильтрационное сопротивление системы составит:

$$\Phi' = 0,35 + 1,98 = 2,33.$$

Уровень воды в скважине находим по формуле (19.19):

$$y_h = \sqrt{17,36^2 - 2 \cdot 197 \cdot 2,33/12} = 15 \text{ м.}$$

Определенный расчетом уровень воды в скважине незначительно отличается от первоначально принятого, поэтому пересчет не требуется. Высоту высачивания определяем по формулам табл. 19.25:

$$\Delta H = \sqrt{0,158 \frac{197}{12} \left(\ln \frac{197}{12} + 0,78 \right) + 15^2} - 15 = 0,31 \text{ м.}$$

где $\eta=0,78$ определено из табл. 19.26 по интерполяции для $r_h=0,136$ м;

$$\Delta H_{imp} = \frac{0,31}{1 - (15 - 3)/(12 \cdot (15 + 0,31))} = 0,52 \text{ м.}$$

Верх фильтра принимаем примерно на 1 м выше высачивания воды в скважине, тогда полная длина фильтра составит: $b_f=3+0,52+1=4,5$ м, а полная глубина скважины от уровня подземных вод при высоте отстойника 2 м составит $25-15+3+2=15$ м.

19.4.4. Расчет иглофильтровых водопонизительных систем

Определение параметров водопонизительной системы из легких иглофильтров сводится к совместному решению двух уравнений, одно из которых характеризует гидравлические параметры иглофильтровой установки, а другое выражает условия фильтрации воды в грунте при работе этой установки. Расчет системы, включающей несколько установок, сводится к расчету одной установки,

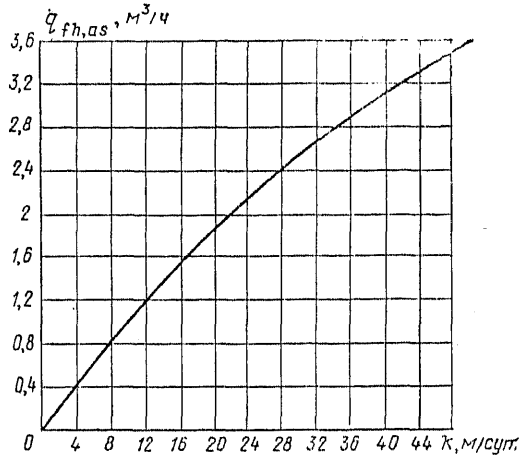


Рис. 19.28. Зависимость допускаемого дебита к одному иглофильтру от коэффициента фильтрации грунта

Первое уравнение представляется в виде:

$$y_{hr} = y_p - h_{vac} + \xi q_{fh} / (k n_{fh}) + 1,34 \cdot 10^{-7} \xi Q_p^2; \quad (19.26)$$

второе уравнение с учетом фильтрационного сопротивления иглофильтров имеет вид: для контурной системы

$$y_{hr} = H - S [1 + \Phi_{fh} T / (n_p n_{fh} \Phi)]; \quad (19.27)$$

для линейной системы

$$y_{hr} = H - S (R + \sigma \Phi_{fh} T) / \Phi, \quad (19.28)$$

где q_{fh} — приток подземных вод к одному иглофильтру, м³/сут; $q_{fh} = Q_p / n_{fh} < q_{fh,as}$ (здесь $q_{fh,as}$ — допускаемый приток к одному иглофильтру, м³/сут, определяемый по рис. 19.28); Q_p — приток подземных вод к одной установке, м³/сут; $Q_p = n_p n_{fh} q_{fh}$; n_{fh} — число иглофильтров в установке, шт.; n_p — число установок в системе; k — коэффициент фильтрации грунта в прифильтровой зоне или песчано-гравийной обсыпке, для которой k принимается 15–25 м/сут; ξ — коэффициент потерь напора в иглофильтре, принимаемый при продолжительности эксплуатации установки на одном объекте до 1 мес; от 1 до 6 и более 6 мес, соответственно 0,3; 0,4 и 0,5 м⁻¹; ξ — коэффициент потерь напора во всасывающем коллекторе установки (определяется по рис. 19.29), сут²/м⁵; y_{hr} — высота от водоупора до сниженного уровня воды у иглофильтра, м; y_p — высота расположения оси насосного агрегата над водоупором; T — глубина водного потока на линии иглофильтров, м (при напорном режиме фильтрации $T = h$, при безнапорном — $T = y$); Φ — внешнее фильтрационное сопротивление, принимаемое в формуле (19.27) по схеме 1, а в формуле (19.28) по схеме 2 (при $l=1$) табл. 19.18; Φ_{fh} — фильтрационное сопротивление одного иглофильтра, принимаемое при расстоянии между иглофильтрами 0,75; 1,5; 2,25 и 3 м соответственно 1; 0,8; 0,7 и 0,65 м⁻¹.

Пример 19.7. Определить необходимое число установок ЛНУ-6, шаг иглофильтров и глубину их погружения при осушении котлована, выполненного в песчаном безнапорном водоносном слое. Данные для расчета приведены на рис. 19.30. Срок эксплуатации водопонизительной системы на объекте составит 5 мес, период достижения при откачке расчетного пониженного уровня подземных вод $t=5$ сут.

Решение. Приведенный радиус водопонизительной системы определяем по формуле (19.3):

$$r = \sqrt{65 \cdot 205/3,14} = 65,1 \text{ м.}$$

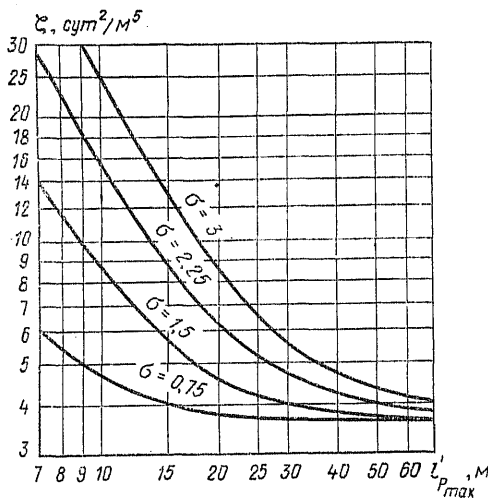


Рис. 19.29. Зависимость коэффициента ζ от длины наибольшей ветви коллектора l'_{pmax}

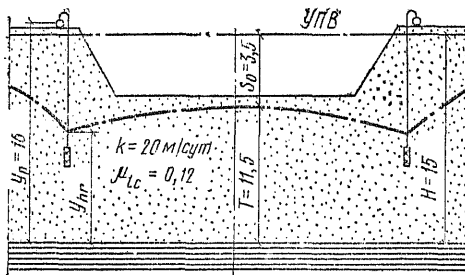


Рис. 19.30. Расчетная схема (размеры в м)

Радиус влияния системы при заданном времени достижения расчетного уровня вычисляется по зависимости (19.9). Для этого сначала находим по формуле (19.11) значение урнепроводности:

$$a_{tc} = \frac{20(2 \cdot 15 - 3.5)}{2 \cdot 0,12} = 2208 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

откуда:

$$R = 65,1 + 1,7 \sqrt{2208 \cdot 5} = 244 \text{ м};$$

$$h = (2 \cdot 15 - 3,5)/2 = 13,25 \text{ м.}$$

Определяем значения Φ по формуле схемы 1 табл. 19.18:

$$\Phi = \frac{\ln(244/65,1)}{2 \cdot 3,14} = 0,21.$$

Приток к водопонижительной системе вычисляем по формуле (19.1):

$$Q = 20 \cdot 13,25 \cdot 3,5/0,21 = 4417 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

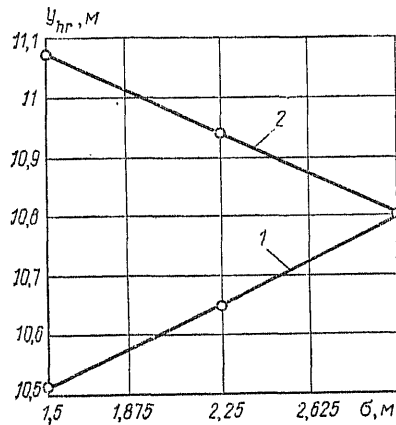


Рис. 19.31. К определению y_{hr}
1 — по формуле (19.26); 2 — по формуле (19.27)

При периметре системы 540 м требуемое число установок $n_p = 540/100 = 6$; длина коллектора одной установки $l_p = 540/6 = 90$ м; приток к одной установке $Q_p = 4417/6 = 736,2 \text{ м}^3/\text{сут} = 31 \text{ м}^3/\text{ч}$, что позволяет откачивать воду насосом № 2 (см. далее табл. 19.37). При шаге иглофильтров 1,5; 2,25; 3 м и n_{fh} соответственно 60, 40, 30 шт. $q_{fh,max} = 736,2/(30 \cdot 24) = 1,02 \text{ м}^3/\text{ч}$, т. е. меньше определенного по рис. 19.28 для $k=20$ м/сут значения $q_{fh,as} = 1,85 \text{ м}^3/\text{ч}$

Вычисления значений y_{hr} по формулам (19.26) и (19.27) (при $y_p - h_{рас} = 16 - 6 = 10$ м; $T = y_l = H - S = 15 - 3,5 = 11,5$ м; $\xi = 0,4 \text{ м}^{-1}$ и ζ , определяемому по рис. 19.29 для наибольшей длины ветви коллектора ($l = 50$ м) сведены в табл. 19.27.

По результатам расчетов, приведенных в табл. 19.27, строим два графика (рис. 19.31), которые пересекаются практически на линии, отвечающей значению $\sigma = 3$ м. Этот шаг и принимаем для размещения иглофильтров; соответствующее значение $y_{hr} = 10,8$ м.

Глубина погружения иглофильтров, отсчитываемая от оси насосного агрегата, с учетом длины фильтрового звена 0,94 м и необходимого запаса 0,5 м составляет: $l_{fh} > 16 - 10,80 + 0,94 + 0,5 \approx 6,7$ м.

При выполнении расчетов возможен случай, что кривые, приведенные на рис. 19.31, не пересекутся в интервале построения. Это указывает на следующие обстоятельства:

если график, построенный по формуле (19.26), расположен выше графика, построенного по формуле (19.27) или (19.28), то из этого следует, что насос расположен слишком высоко и для достижения требуемой величины понижения уровня подземных вод его следует переместить ниже или рассмотреть вопрос об устройстве ярусной системы водопонижения;

ТАБЛИЦА 19.27. К ПРИМЕРУ 19.7

σ, м	n _{fh} , шт.	Φ _{fh}	По формуле (19.26)			По формуле (19.27)		
			$\frac{0,4 \cdot 736,2}{n_{fh} \cdot 20}$	ζ, сут²/м⁵	$1,34 \cdot 10^{-7} \times \zeta \cdot 736,2^2$, м	y_{hr} , м	$3,5 \left(1 + \frac{\Phi_{fh} \cdot 11,5}{6n_{fh} \cdot 0,21} \right)$	y_{hr} , м
1,5	60	0,8	0,245	3,7	0,269	10,514	3,926	11,074
2,25	40	0,7	0,368	3,9	0,283	10,650	4,059	10,941
3	30	0,65	0,491	4,3	0,312	10,803	4,192	10,808

если график, построенный по формуле (19.26), расположен ниже графика, построенного по формуле (19.27) или (19.28), то из этого следует, что значение вакуума, развиваемого установкой, используется неполностью и расчет параметров системы можно вести по формуле (19.27) или (19.28) без учета формулы (19.26).

Параметры водопонизительных систем с применением установок типа УВВ [3] можно определить по той же методике, что и при установках типа ЛИУ, но с учетом более высоких значений вакуума во всасывающем коллекторе. Значение вакуума следует принимать равным 9—8,5 м в грунтах с коэффициентами фильтрации менее 1 м/сут и 8,5—8 м в грунтах с коэффициентами фильтрации 1—2 м/сут.

При определении глубины погружения иглофильтров следует соблюдать условие, чтобы верх фильтрового звена располагался не выше уровня капиллярной каймы. Высота капиллярного поднятия в грунтах с коэффициентами фильтрации 0,1—2 м/сут приближенно определяется по формуле

$$e = 1/k. \quad (19.29)$$

Как правило, установки типа УВВ откачивают воду в неустановившемся режиме, что требует определения периода, необходимого для достижения расчетного понижения уровня подземных вод:

$$t = r^2 \tau / a \quad (19.30)$$

где r — приведенный радиус контурной системы или половина расстояния между двумя линейными системами, м; τ — определяется как $\tau = f(B)$ по рис. 19.32, если величина расчетного понижения S задана в середине между двумя линейными установками, или по рис. 19.33, если S задана в центре контурной системы; в напорном слое $B = S/(H - y_{hr})$, в безнапорном $B = S(2H - S)/(H^2 - y_{hr}^2)$; a — в напорном водоносном слое $a = a_{pc}$ в безнапорном $a = a_{lc}$.

Фильтрационный расчет водопонизительных систем с эжекторными установками типа ЭИ и ЭВВ выполняется аналогично расчетам систем со скважинами, оборудованными глубинными насосами. При этом аналогично расчету систем с установками УВВ следует определить период достижения требуемого понижения, а также выполнить гидравлический расчет эжекторных водоподъемников и найти параметры рабочего центробежного насоса.

Гидравлическим расчетом эжекторных водоподъемников [1] определяются расходы рабочей воды q_w и напор на входе в иглофильтр h_n , а также подача рабочего насоса Q_w и развиваемый им напор H_w . Шаг иглофильтров может составлять 1,5 или 3 м в зависимости от коэффициента фильтрации грунта, режима фильтрации и глубины требуемого понижения уровня подземных вод (см. табл. 19.16).

29*

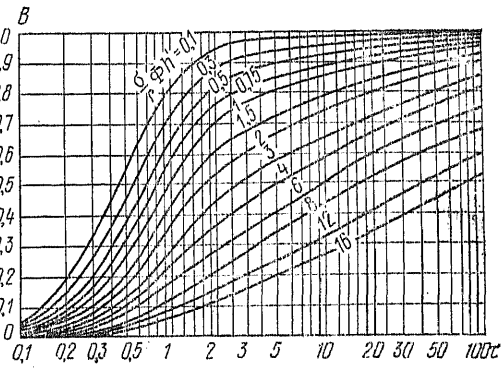


Рис. 19.32. Зависимость τ от B для линейных водопонизительных систем

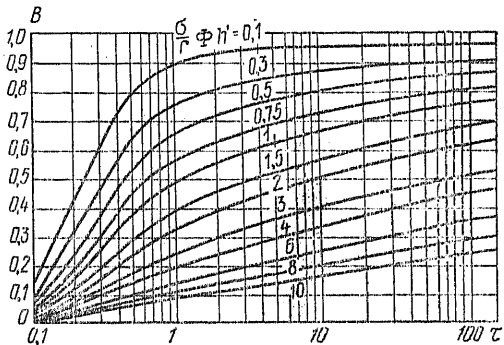


Рис. 19.33. Зависимость τ от B для контурных водопонизительных систем

Для эжекторного водоподъемника установок типа ЭИ-70 и ЭВВ с диаметром сопла насадки 7 мм значения q_w и H_w определяются по рис. 19.34 в зависимости от расстояния по вертикали от сопла эжектора до места разлива $H_{из}$ и от вакуума H_{vac} , развиваемого в прифильтровой зоне и принимаемого 9—8 м в грунтах с коэффициентами фильтрации менее 1 м/сут и 8—7 м в грунтах с коэффициентами фильтрации 1—2 м/сут.

Общие потери в напорных трубопроводах эжекторной водопонизительной системы определяются по формуле

$$\Delta H = (Q/K_{dis})^2 l + \lambda v^2 / (2g), \quad (19.31)$$

где Q — полный расход воды в трубопроводе, м³/сут; l — длина трубопровода, м; K_{dis} — расходная характеристика трубопровода, принимаемая в зависимости от его внутреннего диаметра d по табл. 19.28; v — скорость воды в трубопроводе, составляющая обычно 1—2 м/с; λ — коэффициент местных гидравлических сопротивлений, равный в установках ЭИ-70 и ЭВВ для всасывающего трубопровода 10—20, а для распределительного 35—45.

Пример 19.8. Определить параметры насосов для оборудования эжекторных установок ЭИ-70, применяемых для водопонижения при проходке туннеля мелкого заложения. Туннель проходит в безнапорном водоносном слое с коэффициентом фильтрации $k = 0,4$ м/сут. Данные для расчета представлены на рис. 19.35.

Решение. Согласно табл. 19.16, назначаем шаг иглофильтров 1,5 м. Водопонижение осуществляем по лучевой линейной схеме, последовательно органи-

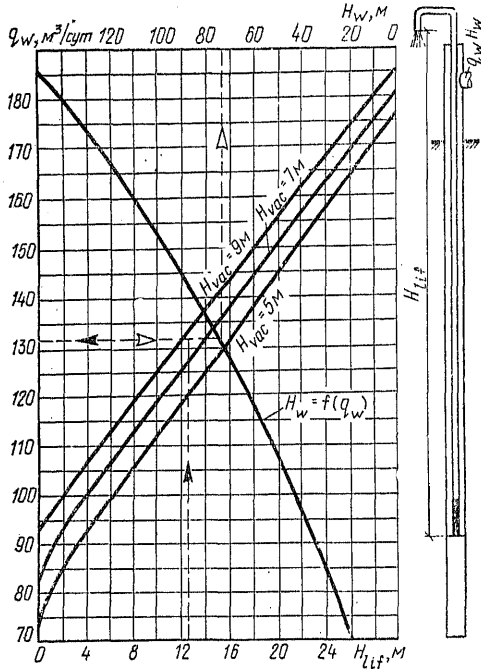


Рис. 19.34. К определению расхода и давления рабочей воды эжекторного иглофильтра

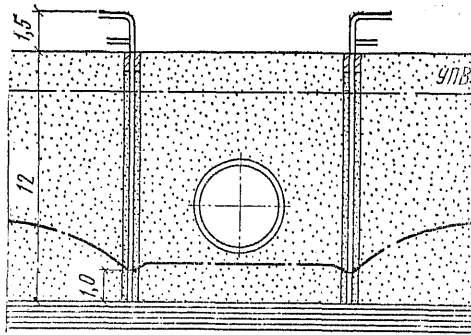


Рис. 19.35. К примеру 19.8 (размеры в м)

ТАБЛИЦА 19.28. ЗНАЧЕНИЯ РАСХОДНОЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ K_{dis}

d , м	K_{dis} , м³/с	d , м	K_{dis} , м³/с
0,15	0,165	0,3	1,05
0,2	0,365	0,35	1,59
0,25	0,643	0,4	2,25

звучной участками по 70 м вдоль трассы проходки туннеля. Общая длина водопонижительной системы 70·2=140 м.

Принимаем, что на трассе будут работать четыре установки (по две с каждой стороны). Необходимое число иглофильтров в каждой установке составит $n_{fh} = 140 / (4 \cdot 1.5) = 23.3 \approx 24$ шт., которые будут размещены вдоль распределительного трубопровода на расстоянии $l_1 = 1.5 \cdot 24 = 36$ м.

Расстояние от сопла эжектора, расположенного на i м выше водоупора, до уровня пизива, находя-

щегося на 1.5 м выше поверхности земли, принимаем равным 12.5 м. Величину вакуума, развиваемого эжекторным водоподъемником, принимаем: $H_{vac} = 8.5$ м.

По рис. 19.34 определяем расход рабочей воды на один эжектор: $q_w = 132 \text{ м}^3/\text{сут} = 5.5 \text{ м}^3/\text{ч}$, напор $H_w = 73$ м.

Требуемая подача насоса каждой установки составляет:

$$Q_w = 132 \cdot 24 = 3168 \text{ м}^3/\text{сут} = 132 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Находим потери напора в распределительном и всасывающем трубопроводах. Для распределительного трубопровода $d_1 = 0.15$ м получаем $\lambda_1 = 40$, а расходную характеристику $K_{dis} = 0.165$ находим по табл. 19.28.

При размещении насоса в середине распределительного трубопровода расход рабочей воды на каждую ветвь коллектора составит: $q_m = 132 : 2 = 66 \text{ м}^3/\text{ч}$. Тогда скорость воды в трубопроводе будет:

$$v_1 = \frac{Q_w}{A} = \frac{4 \cdot 66}{3600 \cdot 3.14 \cdot 0.15^2} = 0.96 \text{ м/с}.$$

Потери напора в распределительном трубопроводе по формуле (19.31) составят:

$$\Delta H_1 = \left(\frac{66}{3600 \cdot 0.165} \right)^2 36 + 40 \frac{0.96^2}{2 \cdot 9.81} = 2.27 \text{ м}.$$

Для всасывающего трубопровода $l_2 = 10$ м и $d_2 = 0.2$ м принимаем $\lambda_2 = 12$, а расходная характеристика трубопровода, определяемая по табл. 19.28, составляет $K_{dis} = 0.365$. Скорость движения воды в трубопроводе будет:

$$v_2 = \frac{4 \cdot 132}{3.14 \cdot 3600 \cdot 0.2^2} = 1.33 \text{ м/с}.$$

Определяем потери напора во всасывающем коллекторе по формуле (19.31):

$$\Delta H_2 = \left(\frac{132}{3600 \cdot 0.365} \right)^2 10 + 12 \frac{1.33^2}{2 \cdot 9.81} = 1.17 \text{ м}.$$

Общие потери напора

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 2.27 + 1.17 = 3.44 \text{ м}.$$

Требуемый напор в системе водопонижения

$$H_p = H_w + \Delta H = 73 + 3.44 = 76.4 \text{ м}.$$

Принимаем оборудование установки насосами Д200-95, имеющими подачу 150 м³/ч и напор 94 м.

19.4.5. Расчет дренажей

Понижения уровней воды в центре S_o и контуре S_c кольцевого дренажа несовершенного типа связаны между собой уравнением [2]

$$S_c \left\{ \pi + \frac{2r}{T} \left[\varphi \left(\frac{r}{T}; \frac{R}{T} \right) - F \left(\frac{r}{T} \right) \right] \right\} = S_o \left[\ln \frac{8r}{r_h} + \frac{2r}{T} \varphi \left(\frac{r}{T}; \frac{R}{T} \right) \right], \quad (19.32)$$

где T — напор на контуре дренажа: для схемы 3 табл. 19.18 $T = h$; для схемы 4 той же таблицы $T = y_c = H - S_c$;

$$\varphi \left(\frac{r}{T}; \frac{R}{T} \right) = \varphi_1 \left(\frac{r}{T} \right) - \varphi_2 \left(\frac{R}{T} \right); \quad (19.33)$$

$\varphi_1(r/T)$, $\varphi_2(R/T)$ и $F(r/T)$ находят по рис. 19.36.

По уравнению (19.32) можно при заданном понижении в центре кольцевого дренажа определить требуемое его заглубление, принимаемое равным необходимому понижению уровня подземных вод на контуре дренажа, и, на-

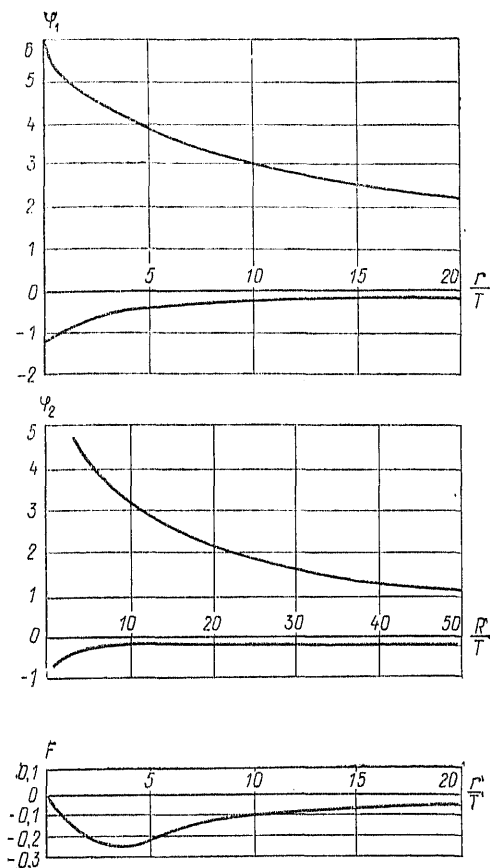


Рис. 19.36. Значения функций $\varphi_1(r/T)$; $\varphi_2(R/T)$; $F(r/T)$

оборот, при принятой глубине заложения кольцевого дренажа определить, какое может быть

достигнуто понижение в его центре. Уравнение (19.32) решается числовым подбором или графически.

При заданной глубине заложения кольцевого дренажа приток к нему вычисляется по формуле (19.1) и схемам 3 и 4 табл. 19.18. Понижение уровней подземных вод в точках, внешних по отношению к контуру дренажа, рекомендуется определять по формуле (19.16) исходя из найденного по выражению (19.1) притока.

При расчете исходя из заданного понижения в точке на расстоянии x от оси линейного дренажа следует вначале определить приток к дренажу по формуле (19.1) и схеме 2 табл. 19.18, а затем, используя формулы схем 5 и 6 табл. 19.18, найти требуемую глубину заложения линейного дренажа.

Трубочатые дрены рекомендуется подбирать по табл. 19.29, в которой приведены значения Q , л/с, и v , м/с, для керамических, асбестоцементных, бетонных и железобетонных труб.

Пример 19.9. Определить глубину заложения кольцевого дренажа и приток к нему Q при размерах контура 20×20 м, требуемом понижении уровня подземных вод в центре осушаемой площадки $S_0=6$ м, коэффициенте фильтрации $k=10$ м/сут, водоносном слое $H=14$ м, радиусе дрены (по наружному слою обсыпки) 0,5 м и понижении уровня воды над водопором $y=H-S_0=14-6=8$ м.

Решение. Приведенный радиус кольцевого дренажа определяем по формуле (19.5):

$$r = \sqrt{20 \cdot 20 / 3,14} \approx 11 \text{ м.}$$

Радиус депрессии вычисляем по уравнению (19.3):

$$R = 11 + 2,6 \sqrt{10 \cdot 14} \approx 150 \text{ м.}$$

Глубину заложения дренажа находим путем графического решения уравнения (19.32). Для этого, задаваясь последовательно тремя значениями S_c , равными 6,25; 6,5 и 7 м, вычисляем соответствующие им значения отдельно левой F_1 и правой F_2 частей урав-

ТАБЛИЦА 19.29. РАСХОД И СКОРОСТЬ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ТРУБАХ

Диаметр условного прохода, мм	Уклон, %	Значения Q , л/с, и v , м/с, при степени наполнения трубопровода									
		0,4		0,5		0,6		0,8		1	
		Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
150	0,5	3,69	0,56	5,39	0,61	7,19	0,65	10,3	0,69	10,5	0,58
	0,6	3,75	0,57	5,56	0,63	7,46	0,67	10,9	0,72	11,1	0,63
	0,8	4,32	0,65	6,41	0,72	8,61	0,78	12,5	0,83	12,8	0,72
	1	4,83	0,73	7,17	0,81	9,63	0,87	14	0,92	14,3	0,81
200	0,4	6,56	0,56	9,73	0,62	13,1	0,66	19	0,71	19,5	0,62
	0,6	8,04	0,69	11,9	0,76	16	0,81	23,3	0,87	23,9	0,76
	0,8	9,28	0,79	13,8	0,88	18,5	0,94	26,9	1	27,5	0,88
	1	10,4	0,88	15,4	0,98	20,7	1,05	30,1	1,12	30,8	0,98
250	0,3	10,3	0,56	15,3	0,62	20,5	0,67	29,9	0,71	30,6	0,62
	0,6	14,6	0,8	21,6	0,88	29,0	0,94	42,3	1	43,2	0,88
	0,8	16,8	0,92	25,0	1,02	33,5	1,09	48,8	1,16	49,9	1,02
	1	18,8	1,03	27,9	1,14	37,5	1,22	54,5	1,3	55,8	1,14
300	0,3	16,8	0,64	24,9	0,7	33,4	0,76	48,6	0,8	49,8	0,7
	0,6	23,7	0,9	35,2	1	47,3	1,07	68,8	1,14	70,4	1
	0,8	27,4	1,04	40,6	1,15	54,5	1,23	79,4	1,31	81,2	1,15
	1	30,6	1,16	45,4	1,29	61,0	1,38	88,8	1,47	90,8	1,29

Примечание. Для приведенных в таблице диаметров минимальные уклоны даны исходя из обеспечения незаилемости труб.

ТАБЛИЦА 19.30. К ПРИМЕРУ 19.9

S_c , м	T , м	$\frac{r}{T}$	$\frac{R}{T}$	$\psi_1\left(\frac{r}{T}\right)$	$\psi_2\left(\frac{R}{T}\right)$	$F\left(\frac{r}{T}\right)$	$\ln \frac{2r}{r_h}$	F_1	F_2
6,25	7,75	1,42	19,35	5	2,2	-0,19	5,17	72,7	78,7
6,5	7,5	1,47	20	4,95	2,15	-0,195	5,17	77,6	80,4
7	7	1,57	21,43	4,9	2,1	-0,2	5,17	87,9	83,8

Примечание. $F_1 = S_c \left\{ \pi + \frac{2r}{l} \left[\psi_1\left(\frac{r}{T}\right) - \psi_2\left(\frac{R}{T}\right) - F\left(\frac{r}{T}\right) \right] \right\}$;
 $F_2 = S_0 \left\{ \ln \frac{Rr}{r_h} + \frac{2r}{T} \left[\psi_1\left(\frac{r}{T}\right) - \psi_2\left(\frac{R}{T}\right) \right] \right\}$.

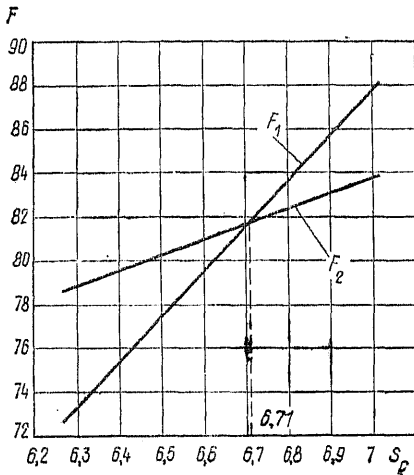


Рис. 19.37. К определению S_c (рис. 19.32); точке пересечения графиков функций F_1 и F_2 будет соответствовать искомое значение S_c . Вычисления сводим в табл. 19.30. Получаем глубину заложения $S_c = 6,71$ м путем графического решения двух уравнений: $F_1(S_c)$ и $F_2(S_c)$ (рис. 19.37).

Для определения притока к кольцевому дренажу вычисляем значения Φ по формулам схемы 4 табл. 19.18 при $h = (H+y)/2 = (14+7,29)/2 \approx 10,6$ м:

$$\Phi = \frac{\ln \frac{150}{11+7,29} + \frac{7,29}{3,14 \cdot 11} \ln \frac{8,11}{0,5}}{2 \cdot 3,14} = 0,5.$$

Приток подземных вод к кольцевому дренажу определяем по формуле (19.1):

$$Q = 10 \cdot 10,6 \cdot 6,71 / 0,5 = 1430 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Пример 19.10. Определить приток к линейному дренажу и вычислить понижения в точках по нормали к оси дренажа при его заложении на глубине $S_c = 5$ м в напорном водоносном слое при $h = 10$ м, $k = 12$ м/сут, $H = 15$ м, $r_h = 0,1$ м. Источники питания водоносного слоя не определены.

Решение. Радиус депрессии дренажной установки определяем по формуле (19.4):

$$R = 10 \cdot 5 \sqrt{12} \approx 175 \text{ м.}$$

Фильтрационное сопротивление находим по уравнению схемы 5 табл. 19.18:

$$\Phi = \frac{2 \cdot 10}{3,14} \ln \frac{10}{3,14 \cdot 0,1} + 175 = 197.$$

Приток подземных вод на 1 м линейного дренажа с одной стороны вычисляем по выражению (19.1):

$$q = 12 \cdot 10 \cdot 5 / 197 = 3 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Полный приток на 1 м дренажа с двух сторон

$Q = 6 \text{ м}^3/\text{сут.}$ Понижение уровня подземных вод в заданных точках на линии, нормальной к оси дренажа, вычисляем из формулы (19.1) и уравнения схемы 2 табл. 19.18. Вычисления при $q/(kh) = 3/(12 \cdot 10) = 0,025$ сводим в табл. 19.31.

ТАБЛИЦА 19.31. К ПРИМЕРУ 19.10

x , м	$R-x$, м	$S = 0,025 \times (R-x)$, м	x , м	$R-x$, м	$s = 0,025 \times (R-x)$, м
5	170	4,25	100	75	1,87
10	165	4,13	150	25	0,62
20	155	3,88	175	0	0

Пример 19.11. Для условий примера 19.3 требуется выбрать продольный уклон и определить диаметр трубчатой дрены, расположенной вдоль дачной стороны пластового дренажа. Приток подземных вод к пластовому дренажу $Q = 860 \text{ м}^3/\text{сут} = 9,95 \text{ л/с}$.

Решение. Уклон трубчатой дрены принимаем $i = 0,004$ из условия минимального объема земляных работ в траншее и минимального заглубления дрены ниже дна котлована. Диаметр трубчатой дрены выбираем по табл. 19.29 исходя из максимального притока к пластовому дренажу, принятого уклона и степени наполнения трубопровода, равной 0,6.

При $Q_{\text{max}} = 9,95 \text{ л/с}$, $i = 0,004$ и $h = 0,6d$ минимальный диаметр трубы составит $d = 200 \text{ мм}$.

19.5. ОБОРУДОВАНИЕ И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

19.5.1. Водоотлив

При водоотливе используются серийно выпускаемые центробежные насосы для воды, при необходимости для загрязненной воды, или погружные электронасосы для загрязненной воды типа ГНОМ (табл. 19.32).

19.5.2. Дренаж

При устройстве траншейных, трубчатых и галерейных дренажей работы должны начинаться с прокладки сбросных участков от дренажной сети до открытых водоприемников или существующих коллекторов дождевой канализации при самостоятельном выпуске, а при перекачке воды — со строительства насосной станции и водоотвода.

При устройстве дренажей используются общестроительное оборудование и машины, применяемые для земляных, санитарно-техни-

ТАБЛИЦА 19.32. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ НАСОСОВ ТИПА ГНОМ (ГОСТ 20763-73)

Параметры	Марка насоса					
	ГНОМ 10-10	ГНОМ 16-15	ГНОМ 25-20	ГНОМ 40-18Т	ГНОМ 53-10Т	ГНОМ 100-25
Подача, м³/ч	10	16	25	40	53	100
Напор, м	10	15	20	18	10	25
Мощность электродвигателя, кВт	1,1	1,7	4	5,5	4	15
Габариты, мм	278×210× ×450	500× ×240*	260×327×600	327×260×660	295×260× ×600	530×385× ×820
Масса, кг	21	31	58	76	58	180
Допустимый размер твердых включений в воде, мм	6	5	8	6	8	5
Допустимое содержание в воде механических примесей, %	10	10	—	—	—	10
Допустимая температура воды, °С	35	35	35	60	45	35

* Диаметр насоса.

ТАБЛИЦА 19.33. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ ЦЕНТРОБЕЖНЫХ НАСОСОВ

Марка насоса	Подача, м³/ч	Напор, м	Мощность, кВт	Частота вращения, мин ⁻¹	Габариты, мм	Масса, кг
НЦС-1	18	20,5	5,79	3000	1215×390×655	250
	120	11,3	6,96			
	130	8,3	6,91			
НЦС-3	8	21,7	2,38	3000	1120×385×540	150
	36,4	15,9	3,14			
	60	4,3	3,76			
К 160/30	160	30	30	1500	1470×615×575	455
К 290/30	290	30	30	1500	1640×710×656	600
КМ 45/55	45	55	10,5	3000	847×385×435	198
КМ 90/35	90	35	10,8	3000	847×403×440	197
КМ 160/20	160	21	10,9	1500	877×472×505	237
Д200-95(4НДв)	200	95	100	3000	830×640×520	210
Д200-36(5НДв)	200	36	40	1500	830×800×620	270
Д320-50(6НДв)	320	50	75	1500	830×970×700	380

ческих и водопонизительных работ. Основные типы центробежных насосов, применяемых в насосных станциях дренажных систем, приведены в табл. 19.33.

Устройство пластового дренажа в котловане включает следующие виды работ: срезку, зачистку и планировку дна котлована до проектных отметок; укладку трубчатых дрен, включая подготовку под них, устройство песчано-гравийной обсыпки; укладку фильтрующей постели по дну котлована последовательно участками из песчаного слоя с уплотнением его легкими катками; укладку поверх песчаного слоя гравия или щебня. При выполнении работ нельзя допускать нарушений в сопряжении щебеночного слоя постели со щебеночной обсыпкой труб.

19.5.3. Водопонизительные скважины

Бурение скважин производится ударно-канатным, вращательным и гидравлическим способами. Наиболее распространенные станки

ударно-канатного бурения приведены в табл. 19.34.

ТАБЛИЦА 19.34. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ СТАНКОВ УДАРНО-КАНАТНОГО БУРЕНИЯ

Параметры	Марка станка		
	УГБ-3УК	УГБ-4УК	БУ-2 «Уралце»
Максимальная глубина бурения, м	300	500	250
Максимальный диаметр бурения, мм	600	900	300
Грузоподъемная сила лебедок, кН:			
талевой	20	32	—
желоночной	12	20	5
инструментальной	20	32	12
Высота мачты, м	13,5	16	11,6
Грузоподъемная сила мачты, кН	120	250	—
Мощность двигателя, кВт	22	40	20
Габариты станка (в рабочем положении), м:			
длина	5,8	7,7	6
ширина	2,3	2,64	2,7
высота	12,75	16	12
Масса станка с мачтой и двигателем, т	8	12,8	11,1

ТАБЛИЦА 19.35. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ СТАНКОВ ВРАЩАТЕЛЬНОГО БУРЕНИЯ

Параметры	Марка станков					ФА-12
	УГБ-50М	УГБ-1ВС	УРБ-3А2	1БА-15В	УРБ-600	
Основной способ бурения	Вращательный шнеком		Вращательный с промывкой			Вращательный с обратной промывкой и ударно-канатный
Номинальная глубина бурения, м	50	50	600	500	600	250/250
Диаметры бурения, мм:						
начальный	198	198	243	394	490	1270/600
конечный	151	151	93	190	214	
Высота мачты, м	8	8,65	18,4	18,4	22,4	13,12
Максимальная грузоподъемная сила, кН	73	52	100	300	700	125
Установленная мощность главного привода, кВт	36	44	180	288	520	—
Габариты станка (в транспортном положении), мм:						
длина	8000	6540	10 850	10 860	12 460	13 100
ширина	2250	2380	3 000	3 000	2 650	2 480
высота	3500	2730	3 750	3 750	4 100	3 550
Масса станка, т	6,235	6,045	13,6	14,7	22,7	15,82

ТАБЛИЦА 19.36. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ СКВАЖИННЫХ НАСОСОВ

Марка	Мощность электродвигателя, кВт	Длина насоса, мм	Марка	Мощность электродвигателя, кВт	Длина насоса, мм
Агрегаты электронасосные центробежные скважинные для воды			ЭЦВ8-40-180	32	2960
ЭЦВ5-4-125	2,8	1890	2ЭЦВ10-63-65	22	1720
ЭЦВ5-6,3-80	2,8	1620	2ЭЦВ10-63-110	32	2125
1ЭЦВ6-4-130	2,8	1700	1ЭЦВ10-63-150	45	2504
1ЭЦВ6-4-190	4,5	2041	2ЭЦВ10-63-150	45	2415
3ЭЦВ6-6,3-85	2,8	1358	1ЭЦВ10-63-270	65	3234
4ЭЦВ6-6,3-85	2,8	1484	ЭЦВ10-120-60	32	2150
3ЭЦВ6-6,3-125	4,5	1564	ЭЦВ10-160-35Г	22	1867
4ЭЦВ6-6,3-125	4,5	1710	1ЭЦВ12-160-65	45	1966
1ЭЦВ6-10-50	2,8	1361	1ЭЦВ12-160-100	65	2157
3ЭЦВ6-10-80	4,5	1415	1ЭЦВ12-210-25	22	1747
1ЭЦВ6-10-110	5,5	1713	2ЭЦВ12-210-55	45	2330
1ЭЦВ6-10-140	8	1891	1ЭЦВ12-210-145	1,25	3390
1ЭЦВ-10-185	8	2222	2ЭЦВ12-255-301	32	1602
ЭЦВ6-10-235	11	2799	ЭЦВ12-375-301	45	1860
3ЭЦВ6-16-50	4,5	1502	ЭЦВ14-210-300Х	250	5679
3ЭЦВ6-16-75	5,5	1708	ЭЦВ16-375-175Х	250	5626
ЭЦВ6-16-75Г	5,5	1640	Агрегаты водоподъемные с электродвигателем над скважиной		
ЭЦВ6-16-110Г	8	1860	АТН8-1-7	7,5	33 396
ЭЦВ6-25-140ХГ	16	3291	АТН8-1-11	10	46 154
ЭЦВ6-25-140ХТрГ	16	3291	АТН8-1-16	13	69 915
3ЭЦВ8-16-140	11	1795	АТН 8-1-22	17	93 358
1ЭЦВ8-25-100	11	1832	20А-18Х1-1	75	27 210
2ЭЦВ8-25-100	11	1822	20А-18Х3-1	250	83 375
2ЭЦВ8-25-150	16	2128	24А-18Х1-1	250	43 797
1ЭЦВ8-25-150ХТрГ	22	2658			
ЭЦВ8-25-300	32	4190			
ЭЦВ8-40-60	11	1666			

Примечания: 1. Типоразмеры агрегатов ЭЦВ соответствуют ГОСТ 10428-79.

2. Требуемый подпор для насосов от ЭЦВ5-4-125 до 1ЭЦВ12-210-25—1 м; от 2ЭЦВ12-210-55 до 2ЭЦВ12-255-301, а также ЭЦВ14-210-300Х—2 м; для ЭЦВ12-375-301 и ЭЦВ16-375-175Х—6 м.

3. Буквы в марке агрегатов обозначают: А — артезианский; В — водяной; Г — допускается повышенное содержание твердых механических примесей в воде; Н — насос; Т — турбинный; Тр — допускается повышенная температура воды; Х — допускается химическая активность воды; Ц — центробежный; Э — с приводом от погружного электродвигателя.

4. Числа в марке агрегатов обозначают: первое (для насосов типа ЭЦВ — первое после букв) — внутренний диаметр фильтровой колонны, уменьшенный в 25 раз и округленный; второе — для насосов типа А — быстроходность, типа АТН — тип рабочего колеса, типа ЭЦВ — производительность, м³/ч; третье — для насосов типа А — число корпусов насоса, типа АТН — число рабочих колес; типа ЭЦВ — напор, м.

Вращательное бурение ведется с прямой или обратной промывкой. При бурении с применением глинистых растворов необходимо обеспечить эффективную разглинизацию скважин. Параметры станков вращательного бурения приведены в табл. 19.35. При применении фильтров без обсыпки диаметр бурения должен быть больше диаметра фильтровой колонны на 50—100 мм.

При гидравлическом бурении фильтровые или обсадные колонны скважин погружают в грунт с помощью гидроразрыва. В грунтах с большим водопоглощением дополнительно к воде подается сжатый воздух. Эффективно сочетание гидроразрыва с вибрационным воздействием на погружаемую колонну.

В скважинах, предназначенных для установки в них насосов с трансмиссионным валом,

отклонение от вертикали не должно превышать 0,005 глубины скважины. Погружные насосы монтируют в скважинах после проверки фильтровой колонны на проходимость шаблоном длиной 5 м и диаметром, на 50 мм превышающим диаметр насоса. Технические данные выпускаемых в Советском Союзе скважинных насосов приведены в табл. 19.36.

Обсыпка фильтров скважин должна производиться равномерно и непрерывно слоями высотой не более 30-кратной толщины обсыпки.

19.5.4. Устройство иглофильтровых установок

Обычно иглофильтры легких и эжекторных водопонижительных установок погружаются в песчаные однородные грунты гидроразрывом под давлением (0,4—0,6 МПа). При наличии в песчаном слое больших включений гравия или значительных по высоте прослоек плотного глинистого грунта иглофильтры устанавливают в заранее пробуренные скважины. Вакуумные концентрические водоприемники установок ЭВВУ устанавливаются только в пробуренные скважины. Водоподъемная (внутренняя) колонна труб с эжекторным водоподъемником монтируется после погружения в грунт надфильтровой (наружной) колонны труб эжекторного иглофильтра.

Вокруг иглофильтров в грунтах с коэффициентом фильтрации менее 5 м/сут устраивается песчано-гравийная обсыпка. В безнапор-

ном водоносном слое с коэффициентом фильтрации 0,5—2 м/сут песчано-гравийная обсыпка иглофильтров установок типа УВВ выполняется высотой 2,5—3,5 м от забоя скважины, а верхняя часть зазора заполняется местным грунтом. В грунтах с коэффициентом фильтрации менее 0,5 м/сут обсыпка доводится до поверхности земли.

Трубопроводы эжекторных установок после монтажа следует испытать на давление воды 1 МПа, а легких установок — на давление 0,1—0,2 МПа. Звенья труб водоподъемных колонн скважин должны быть проверены опрессовкой водой при давлении, на 50 % превосходящем расчетное значение. Из скважин, оборудованных эжекторными водоподъемниками, откачиваемую воду, содержащую взвешенные частицы грунта, следует отводить в сторону, минуя циркуляционный бак.

Перед спуском погружного насоса в скважину сопротивление изоляции обмотки электродвигателя должно быть не менее 0,5 МОм.

Для определения готовности смонтированной водопонижительной системы проводятся пробные откачки, в процессе которых определяются эффективность работы насосов, герметичность соединений и отсутствие в откачиваемой воде песчаных частиц. Водопонижительная система может быть принята в эксплуатацию при условии ее нормальной работы в течение не менее 1 сут после запуска. Параметры выпускаемых в Советском Союзе иглофильтровых установок приведены в табл. 19.37.

ТАБЛИЦА 19.37. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ ИГЛОФИЛЬТРОВЫХ УСТАНОВОК

Параметры	ЛИУ-6Б		УВВ-2	УВВ-3-6КМ	ЭИ-70 (ЭВВУ)*
	насос № 1	насос № 2			
Максимальная производительность установки по воде, м ³ /ч	140	65	43	43	150
Напор на выходе, м	35	28	—	20	—
Масса насосного агрегата, кг	650	470	1320	790	639
Габариты насосного агрегата (с электродвигателем), мм:					
в плане	1845×945	1680×735	4400×2200	1800×780	1500×690
высота	1250	1234	1900	1400	715
Мощность электродвигателя, кВт	22	11	30	15	75
Длина коллектора, м:					
всасывающего	165	—	54	105	—
напорного	—	—	—	—	48
сливного	—	—	—	—	42
Длина одного звена, м	6	6	4,5	6	6
Размеры фильтрового звена:					
наружный диаметр по сетке, мм	68,5	70	70	68,5	70
общая длина, м	0,94	1,0	1,0	1,26	1,12
длина водоприемной части, м	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Общая длина иглофильтра, м	8,5	7,5	7,5	8,5	12
Масса установки, т	7,1	5,08	5,08	6,85	10,5

* В комплект установок типа ЭВВУ дополнительно входят фильтровые оболочки, а фильтровые звенья не имеют сетчатого покрытия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абрамов С. К. Подземные дренажи в промышленном и городском строительстве. — М.: Стройиздат, 1973. — 284 с.

2. Гаврилко В. М., Алексеев В. С. Фильтры буровых скважин. — М.: Недра, 1976. — 344 с.

3. Григорьев В. М. Вакуумное водопонижение. — М.: Стройиздат, 1973. — 222 с.

Глава 20. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ

20.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Проекты разработки котлованов составляют в тех случаях, когда глубина котлована превышает 2 м и для его устройства требуется применение каких-либо защитных мероприятий — сложных ограждений, глубинного водоотлива и т. д. Проект разработки котлована должен включать в себя чертежи котлована (в том числе чертежи креплений стен, схемы расположения водопонижительных средств и т. д.) и указания о комплекте машин для выполнения всех работ, о расстановке землеройных машин и транспортных средств в забое, о способах производства работ и последовательности выполнения операций, о производительности землеройных машин, а также данные о потребности в основных материалах.

При проектировании котлованов и траншей, устраиваемых в непосредственной близости и ниже уровня заложения существующих сооружений, необходима разработка мероприятий против осадки и деформации этих сооружений. К этим мероприятиям относятся:

забивка шпунтовой стенки, ограждающей основание существующего здания;

закрепление грунтов основания силикатизацией или цементацией;

заглубление подошвы существующего фундамента ниже дна проектируемого котлована путем подводки под него нового фундамента.

Выбор типа мероприятий зависит от геологических и гидрогеологических условий, величины заглубления и других местных условий и проводится на основе технико-экономического сравнения вариантов.

В зависимости от свойств грунта, глубины выработки и наличия подземных вод котлованы устраивают с откосными или вертикальными стенками. В маловлажных грунтах природного сложения допускается устройство котлованов и траншей с вертикальными стенками без креплений, если они оставляются открытыми на непродолжительный срок. При отсутствии вблизи будущего котлована или траншеи существующих фундаментов глубина выемки с вертикальным откосом (в зависимости от грунтов) не должна превышать следующих величин, м:

в дресвяном, гравийном, песчаном грунтах и суесных пластичных	1
в суесях твердых, суглинках и глинах мягкопластичных	1,25
» суглинках и глинах тугопластичных	1,5
» суглинках и глинах полутвердых	2
» суглинках и глинах твердых	3

При большей глубине выемки необходимо

предусматривать крепление стенок котлована или разрабатывать выемку с откосными стенками.

При благоприятных условиях, исключающих возможность оползней, сдвига, неравномерных просадок, распыления грунтов, при однородности сложения грунтов и отсутствии подземных вод крутизна откосов котлованов и траншей, выполненных без креплений, должна быть не более величин, указанных в табл. 14.1.

При глубине котлована более 5 м крутизна откосов принимается по расчету.

При наличии подземных вод выше отметки дна котлована в проекте должны предусматриваться мероприятия по защите котлована от притока этих вод. К этим мероприятиям относятся:

устройство открытого водоотлива;
искусственное понижение уровня подземных вод (глубинный водоотлив);
устройство противодиффузионной завесы;
замораживание грунтов;
применение шпунтового ограждения.

Разработка грунта в котлованах и траншеях производится экскаваторами, скреперами, бульдозерами и другими землеройными механизмами, а также с применением средств гидромеханизации.

На рис. 20.1 приведены различные схемы крепления вертикальных стен котлована. При больших глубинах котлована (до 5 м) применяется консольная (безанкерная) шпунтовая стенка (рис. 20.1, а). Распорные крепления (рис. 20.1, б) применяются при ширине котлована до 15 м. В зависимости от глубины котлована они могут быть с одним ярусом распорок, с двумя и т. д. Анкерные крепления (рис. 20.1, в, д) представляют собой анкерные тяги, передающие усилия от крепи на анкерные сваи или плиты, и применяются для широких котлованов, а также в тех случаях, когда крепления распорного типа мешают возведению фундаментов. Подкосные крепления (рис. 20.1, е) используются при ограждении стен широких котлованов, когда невозможно применить распорный или анкерный тип крепления. Подкосы устанавливаются в один-два ряда по высоте.

Ограждение конструкций стен котлованов устраивается: из железобетонных забивных или буронабивных свай (рис. 20.2, а); из сплошной железобетонной стенки, выполняемой способом «стена в грунте» или способом «секущихся» скважин (рис. 20.2, б); из деревянного, железобетонного (рис. 20.2, в) или металлического

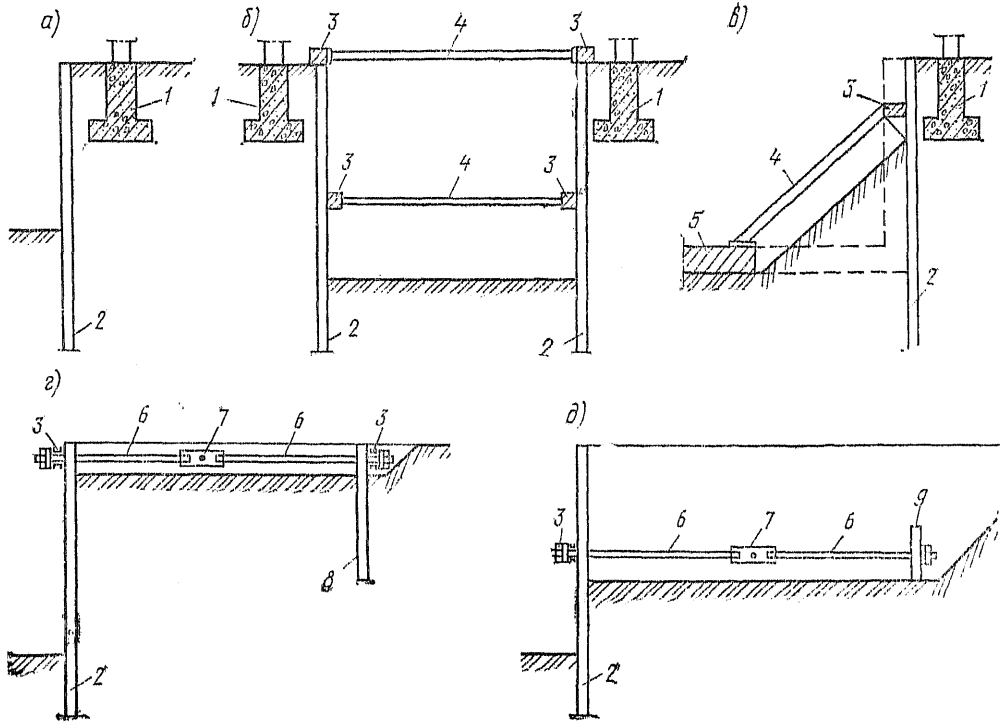


Рис. 20.1. Крепление стен котлованов

a — консольная (безанкерная) шпунтовая стенка; *б* — распорное крепление; *в* — подкосное крепление; *г* и *д* — анкерные крепления; *1* — существующие фундаменты; *2* — ограждающая конструкция стен котлована; *3* — распределительный (анкерный) пояс; *4* — распорки; *5* — выполненный участок дна сооружения; *6* — анкерная тяга; *7* — стяжная муфта; *8* — анкерная стенка; *9* — анкерная плита

(рис. 20.2, *г*) шпунта; из прокатных профилей (рис. 20.2, *д*). Ограждения стен котлована, показанные на рис. 20.2, *а*, *д*, применяются при связных грунтах и отсутствии подземных вод, а ограждения, приведенные на рис. 20.2, *б*, *в*, *г*, — при несвязных и водонасыщенных грунтах.

В табл. 20.1 указан сортament стального шпунта, прокатываемого отечественными заводами.

20.2. РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЙ КОТЛОВАНОВ

20.2.1. Расчет тонких (гибких) свободно стоящих стенок

Безанкерная тонкая подлорная стенка представляет собой в расчетном отношении статически определимую балку, имеющую опору в основании и находящуюся в статическом равновесии вследствие уравновешенного активного и пассивного давлений грунта. Задача расчета состоит в определении глубины забивки и толщины стенки.

Расчет безанкерных стенок ведется по методу Блюма-Ломейера (способ «упругой линии»), который дает результаты, вполне отвечающие натурным данным. Так как эпюра рас-

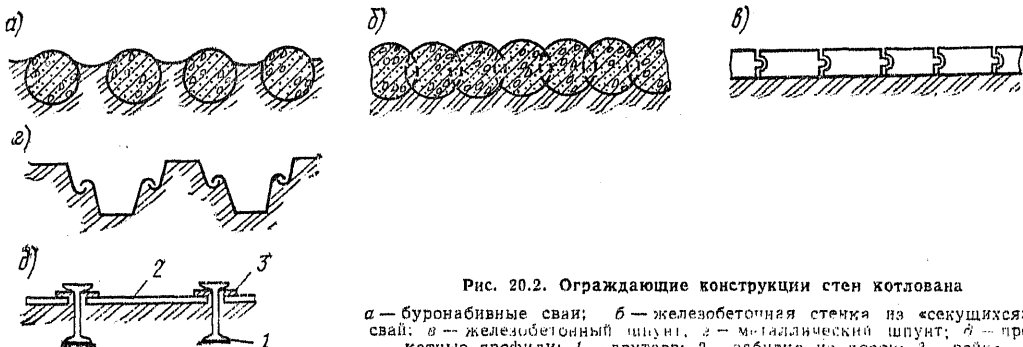
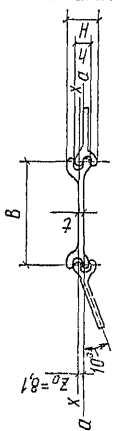
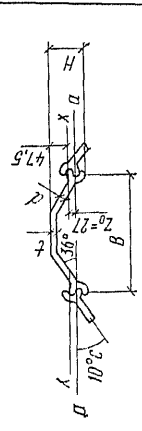
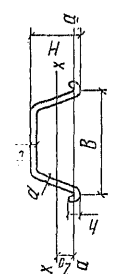


Рис. 20.2. Ограждающие конструкции стен котлована

а — буронабивные сваи; *б* — железобетонная стенка из «секущихся» свай; *в* — железобетонный шпунт; *г* — металладический шпунт; *д* — прокатные профили; *1* — двутавр; *2* — забивка из досок; *3* — рейка

ТАБЛИЦА 20.1. СОРТАМЕНТ СТАЛЬНОГО ШПУНТА

Схематический профиль шпунта	Условное обозначение профиля	Размеры, мм					Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м длины, кг	Момент инерции, см ⁴		Момент сопротивления, см ³	
		B	H	h	d	t			сваи	1 м стенок	сваи	1 м стенок
	ШП-I	400	103	81	—	10	82,5	64	332	830	74	125
	ШП-I	400	110	—	10	10	64	50	730	1 230	114	285
	Л-III	400	168	34	9,5	13	80	62	2760	23 200	259	1630
	Л-IV	400	180	35,5	11	14,8	94,6	74	4660	39 600	405	2300
	Л-V	420	180	36	13	20,5	127,6	100	6243	54 000	420	3000

пора и эпюра отпора обычно имеют сложные очертания в связи с неоднородностью грунта, то целесообразнее вести расчет графоаналитическим способом.

Коэффициент пассивного давления грунта λ_p принимается по табл. 20.2 или вычисляется по формулам гл. 7.

ТАБЛИЦА 20.2. КОЭФФИЦИЕНТЫ АКТИВНОГО И ПАССИВНОГО ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА

ϕ_1^0	λ_a	λ_p	ϕ_1^0	λ_a	λ_p
10	0,70	1,42	28	0,36	2,77
11	0,68	1,47	29	0,35	2,88
12	0,66	1,52	30	0,33	3,00
13	0,63	1,57	31	0,32	3,12
14	0,61	1,64	32	0,31	3,25
15	0,59	1,69	33	0,30	3,39
16	0,57	1,76	34	0,28	3,54
17	0,55	1,82	35	0,27	3,69
18	0,53	1,89	36	0,26	3,85
19	0,51	1,96	37	0,25	4,02
20	0,49	2,04	38	0,24	4,20
21	0,47	2,12	39	0,23	4,39
22	0,46	2,20	40	0,22	4,60
23	0,44	2,28	41	0,21	4,82
24	0,42	2,37	42	0,20	5,04
25	0,41	2,46	43	0,19	5,29
26	0,39	2,56	44	0,18	5,55
27	0,38	2,66	45	0,17	5,83

Первым этапом расчета является построение эпюр активного и пассивного давления грунта. Поскольку требуемая глубина забивки стенки первоначально неизвестна, эпюры строят до уровня, заведомо превосходящего ее. Далее ординаты эпюр σ_n и σ_a взаимно вычитаются и результирующую эпюру, как обычно при графоаналитических расчетах, делят на полоски (рис. 20.3, б), которые заменяют сосредоточенными силами, равными площадям полосок (рис. 20.3, а). По этим силам строят силовой (рис. 20.3, г) и веревочный (рис. 20.3, д) многоугольники. Полус О силового многоугольника удобно принимать на одной вертикали с началом первой силы, полюсное расстояние H не следует выбирать чрезмерно большим, так как при этом уменьшается кривизна веревочного многоугольника и в результате снижается точность расчета. Направление замыкающей веревочного многоугольника определяется первым его лучом, продленным до пересечения с последним лучом (см. пунктир на рис. 20.3, д). Полученная фигура представляет собой в определенном масштабе эпюру изгибающих моментов в стенке. Значения моментов равны произведению полюсного расстояния в масштабе сил на соответствующие ординаты замкнутого веревочного многоугольника в масштабе длин:

$$M_{max} = H u_{max} \quad (20.1)$$

В соответствии с принятой расчетной схемой точка приложения сил E'_p и, следовательно, нижняя граница действующей эпюры пассив-

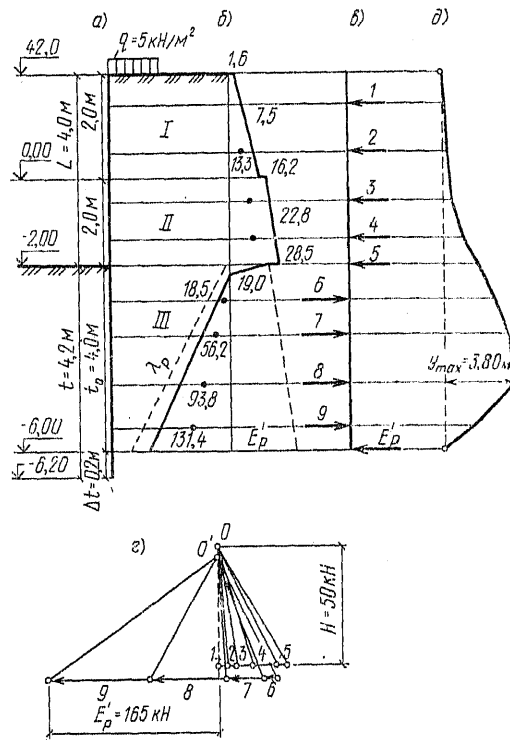


Рис. 20.3. К расчету свободно стоящей гибкой стенки (эпюра пассивного давления вычерчена слева в уменьшенном в 4 раза масштабе)

I — при $\gamma_{11} = 18 \text{ кН/м}^3$, $\lambda_{a1} = 0,27$, $\phi_{11} = 35^\circ$; II — при $\gamma_{12} = 16 \text{ кН/м}^3$, $\lambda_{a2} = 0,33$, $\phi_{12} = 30^\circ$; III — при $\gamma_{13} = 11 \text{ кН/м}^3$, $\lambda_{a3} = 0,22$, $\phi_{13} = 40^\circ$

ного давления грунта слева находятся в месте пересечения веревочного многоугольника с замыкающей на расстоянии t от поверхности грунта перед стенкой. Полная минимально необходимая глубина забивки стенки в грунте

$$t = t_0 + \Delta t, \quad (20.2)$$

где Δt — длина участка стенки, необходимая для реализации обратного отпора:

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\bar{q}(\lambda_p - \lambda_a)}, \quad (20.3)$$

здесь $\bar{q} = \sum \gamma_i h_i + q$ — вертикальная нагрузка на уровне приложения силы E'_p (где h_i — мощность слоя грунта с удельным весом γ_i).

При практических расчетах с достаточной точностью можно принимать $t = 1,1t_0$.

Проверка общей устойчивости безанкерных стенок выполняется по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения, изложенному в гл. 14.

Незаанкеренные тонкие стенки обладают довольно значительной податливостью, вследствие чего в ряде случаев возникает необходимость в определении смещения их верха, кото-

рое можно представить как сумму трех слагаемых (рис. 20.4) [1]:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3, \quad (20.4)$$

где Δ_1 — прогиб стенки на участке свободной высоты длиной L , рассматриваемом как консольная балка; Δ_2 — смещение сечения стенки, удаленного от поверхности грунта на расстояние L ; Δ_3 — смещение, образующееся вследствие поворота этого сечения.

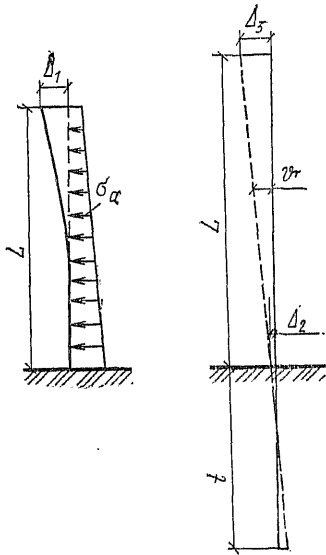


Рис. 20.4. К определению деформаций безанкерной стенки

Рассматривая заглубленный участок стенки как жесткую балку, можно, используя решения Н. К. Снитко, получить:

$$\Delta = \Delta_1 + \frac{12}{k_s l^2} \left[M \left(2 + \frac{3L}{l} \right) + Q \left(\frac{3l}{2} + 2L \right) \right], \quad (20.5)$$

где M и Q — соответственно изгибающий момент и перерезывающая сила в сечении стенки, удаленном на глубину L от поверхности грунта; k_s — коэффициент постели грунта основания на уровне низа стенки (значение коэффициента постели изменяется по глубине).

Прогиб Δ_1 при известной жесткости стенки EI легко вычисляется по табличным формулам сопротивления материалов. При трапециевидной эпюре нагрузки на участке стенки в пределах ее свободной высоты с верхней ординатой σ_{a1} и нижней σ_{a2} имеем:

$$\Delta_1 = \frac{L^4}{120EI} (11\sigma_{a1} + 4\sigma_{a2}). \quad (20.6)$$

Пример 20.1. Требуется определить необходимую глубину забивки стенки в дно котлована (до отметки 6,20 м) и изгибающий момент в сечении. Глубина котлована (свободная высота стенки) 4 м. На поверхности грунта действует временная равномерно распределенная нагрузка $q=5$ кН/м². Физические характеристики грунтов приведены на рис. 20.3, а. Коэффициенты надежности по нагрузке для активного давления грунта и для временной нагрузки $\gamma_f=1,2$, для пассивного давления грунта $\gamma_f=0,8$.

Решение. Вычисляем ординаты эпюры нагрузок и элементарные силы Q и сводим полученные значения в табл. 20.3 и 20.4. Выполняем графоаналитический расчет (рис. 20.3, б—д) и получаем следующие значения: $t_0=4$ м; $y_{max}=3,8$ м; $H=50$ кН; $E_p=165$ кН.

По формуле (20.3) находим:

$$\Delta t = \frac{165}{2 \cdot 116 (4,6 - 0,22)} = 0,2 \text{ м.}$$

Полную необходимую глубину забивки стенки определяем по формуле (20.2):

$$t = 4 + 0,2 = 4,2 \text{ м.}$$

Расчетный изгибающий момент в стенке вычисляем по выражению (20.1):

$$M_{max} = 50 \cdot 3,8 = 190 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Приведенные выше материалы по расчету тонких свободно стоящих стенок (по Блюму—Ломейеру) основаны на пренебрежении трением между стенкой и грунтом, что является до настоящего времени общепринятым и обеспечиваает необходимую глубину забивки стенки.

ТАБЛИЦА 20.3. РАСЧЕТ ОРДИНАТ ЭПЮРЫ НАГРУЗОК (см. рис. 20.3)

Отметка, м	$\sigma_q = q + \sum \gamma_{II} y_i$, кПа	λ_a	$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma_q \gamma_f \lambda_a$, кПа	$\sigma_p = \sum \gamma_{II} y_i$, кПа	$\gamma_f \lambda_p$	$\sigma'_p = \sigma_p \gamma_f \lambda_p$, кПа	$\sigma_a - \sigma'_p$, кПа
+2,00	5	0,324	1,6	—	—	—	1,6
+1,00	5+1·18=23	0,324	7,5	—	—	—	7,5
		<u>0,324</u>	<u>13,3</u>				<u>13,3</u>
0,00	23+1·18=41	0,396	16,2	—	—	—	16,2
-1,00	41+1·16=56	0,396	22,2	—	—	—	22,2
		<u>0,396</u>	<u>28,5</u>				<u>28,5</u>
-2,00	56+1·16=72	0,264	19	—	—	—	19
-3,00	72+1·11=83	0,264	21,9	1·11=11	3,66	40,5	-18,6
-4,00	83+1·11=94,9	0,264	24,8	22	3,66	81	-56,2
-5,00	94+1·11=105	0,264	27,7	33	3,66	121,5	-93,8
-6,00	105+1·11=116	0,264	30,6	44	3,66	162	-131,4

Примечание. Над чертой даны значения ординат, находящихся выше отметки, под чертой — ниже отметки.

ТАБЛИЦА 20.4. ЗНАЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТАРНЫХ СИЛ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ НАГРУЗОК (см. рис. 20.3)

Номер силы	Расчет	Q, кН
1	0,5 (1,6+7,5) 1	4,55
2	0,5 (7,5+13,3) 1	10,4
3	0,5 (16,2+22,8) 1	19,5
4	0,5 (22,8+28,5) 1	25,65
5	0,5 · 19 · 0,505	4,8
6	0,5 · 18,6 · 0,495	4,6
7	0,5 (18,6+56,2) 1	37,4
8	0,5 (56,2+93,8) 1	75
9	0,5 (93,8+131,4) 1	112,6

20.2.2. Расчет тонких (гибких) заанкеренных стенок

А. ТОНКАЯ СТЕНКА С ОДНИМ АНКЕРОМ

При статическом расчете заанкеренных тонких стенок определяют: необходимую глубину заложения стенки в основание котлована; усилия, действующие в стенке, анкерных тросах и опорах; размеры и расположение опор.

Характер работы заанкеренной и безанкерной стенок существенно различен. Возможны две основные расчетные схемы: первая, когда глубина погружения стенки определяется только условием обеспечения ее статического равновесия против выпора (схема Э. К. Якоби), и вторая, когда она принимается по условию получения минимальных значений изгибающих моментов (схема Блюма—Ломейера). Вторая расчетная схема используется чаще, поскольку некоторое дополнительное заглубление стенки позволяет получить больший экономический эффект вследствие утонения стенки и облегчения анкерных устройств.

Как показали исследования, схема Блюма—Ломейера в большинстве случаев не может применяться для стенок большой жесткости из буронабивных свай, свай-оболочек и из железобетонного шпунта. Такие конструкции следует рассчитывать по условию свободного опирания (схема Э. К. Якоби). Критерием, по которому оценивается жесткость стенок, является отношение d_{av}/t (где d_{av} — приведенная высота сечения стенки, а t — глубина ее забивки при расчете по схеме Блюма—Ломейера). При $d_{av}/t \geq 0,06$ считается, что стенка имеет повышенную жесткость и ее следует рассчитывать по схеме свободного опирания.

Значение d_{av} определяется по формуле

$$d_{av} = \sqrt[3]{12I/(D + j)}, \quad (20.7)$$

где I и D — момент инерции и диаметр свай-оболочки, буронабивной свай (ширина шпунта); j — зазор между соседними сваями или шпунтами.

На рис. 20.5 показана работа заанкеренной стенки при определении t по первой и второй расчетным схемам.

Расчет заанкеренных стенок по схемам Якоби и Блюма—Ломейера ведется графоаналитическим методом упругой линии (рис. 20.6). Эпюры активного и пассивного давлений грунта, силовой и веревочный многоугольники строятся так же, как и для безанкерных стенок,

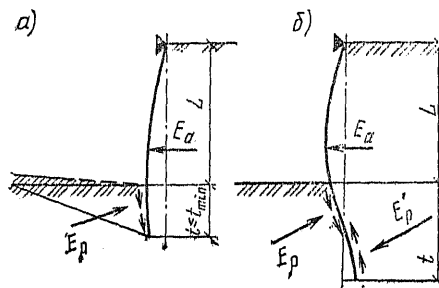


Рис. 20.5. Работа заанкеренной стенки в зависимости от глубины забивки

а — схема Якоби; б — схема Блюма—Ломейера

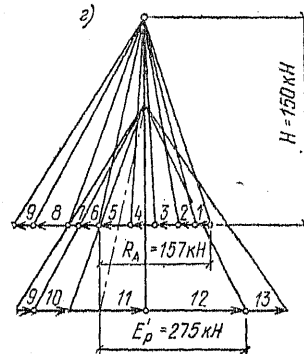
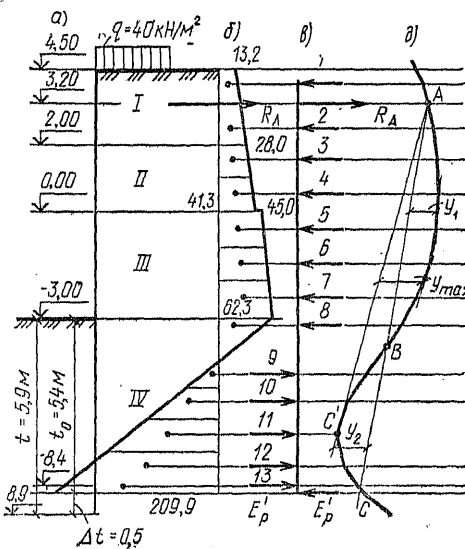


Рис. 20.6. К расчету заанкеренной тонкой стенки по методу упругой линии

I — при $\gamma_{11} = 18 \text{ кН/м}^3$, $\lambda_{a1} = 0,28$, $\varphi_{11} = 34^\circ$; II — при $\gamma_{12} = 20 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_{12} = 34^\circ$; III — при $\gamma_{13} = 16 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_{13} = 33^\circ$; IV — при $\gamma_{14} = 10 \text{ кН/м}^3$, $\lambda_{a4} = 0,3$, $\lambda_{p4} = 3,39$, $\varphi_{14} = 28^\circ$, $K' = 0,44$, $K = 2$

а замыкающая веревочного многоугольника проводится с учетом принятой расчетной схемы. Значение консольного изгибающего момента определяется точкой пересечения первого луча веревочного многоугольника с горизонтальной линией, проходящей на отметке прикрепления анкеров к стенке. Этот луч представляет собой верхний отрезок ломаной замыкающей веревочного многоугольника. Второй луч замыкающей при расчете по схеме Якоби проводится по касательной к веревочному многоугольнику (линия AC' на рис. 20.6, d). Максимальный изгибающий момент в стенке определяется соотношением $M_{max} = Hy_0$.

Расчетная схема Блюма—Ломейера базируется на предпосылке, что нижний участок забитой части стенки полностью заземлен в основании. Принимается, что угол поворота заземленного сечения $\psi = 0$ и его смещение $\Delta = 0$. Кроме того, принято допущение о равенстве изгибающего момента в этом сечении. При этих принятых опорных условиях замыкающая веревочного многоугольника проводится так, чтобы максимальная ордината нижней части эпюры y_2 была равна или на 5—10 % меньше максимальной ординаты эпюры в пролетной части стенки y_1 (линия AC на рис. 20.6, d). Точки C' и C касания или пересечения замыкающей с веревочным многоугольником определяют расчетную глубину забивки стенки и место приложения силы E'_p .

Полную глубину забивки определяют по формуле (20.2).

Значение Δt для заанкеренных стенок вычисляют по формуле

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\bar{q}(K' \lambda_p - \lambda_a)}, \quad (20.8)$$

где K' — коэффициент, учитывающий снижение интенсивности обратного отпора в результате действия сил трения грунта о стенку, направленных вверх (см. рис. 20.5, б) и принимаемый по табл. 16.9.

При расчете заанкеренных тонких стенок учитывается трение между стенкой и грунтом, которое оказывает существенное влияние на коэффициент пассивного давления грунта. Значение коэффициента пассивного давления грунта находят по формулам гл. 7 или умножением λ_p , найденного по табл. 20.2, на коэффициент k_p , значения которого приведены в табл. 20.5.

Полную глубину забивки заанкеренных стенок можно принимать при практических расчетах: $t = (1,15 \div 1,2)t_0$.

Перенеся направление замыкающей на силовой многоугольник, можно найти значение анкерной реакции R и силы E'_p . Если анкерная

ТАБЛИЦА 20.5. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА

φ°	k_p	
	k_p для стенок	
	металлических и деревянных	железобетонных
10	1,2	1,2
15	1,4	1,5
20	1,6	1,8
25	1,7	2,1
30	1,8	2,3
35	2,0	2,6
40	2,3	3,0

тяга наклонена под углом α к горизонту, то усилия в ней составят:

$$R' = R / \cos \alpha.$$

Максимальный пролетный изгибающий момент в стенке определяют по формуле $M_{max} = Hy_1$. Изгибающий момент M_{max} , полученный в результате расчета по методу упругой линии, имеет завышенное значение, так как вследствие гибкости стенки происходит перераспределение давления грунта, причем давление в пролете уменьшается, а к анкерной опоре увеличивается. Для учета влияния этого перераспределения найденный графоаналитическим расчетом изгибающий момент M_{max} уменьшается на коэффициент k_d , определенный по графику Общества датских инженеров (рис. 20.7)

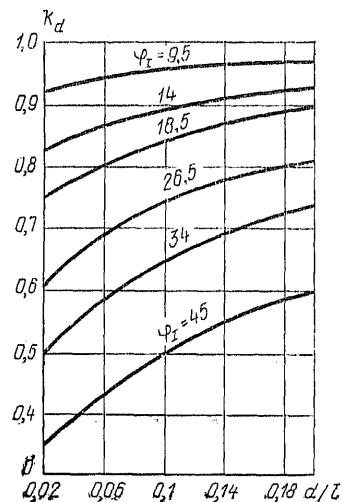


Рис. 20.7. Влияние жесткости стенок на значения действующих в них изгибающих моментов

в зависимости от значения угла внутреннего трения и отношения толщины d стенки к пролетной длине стенки l . Так как рис. 20.7 относится к стенке из железобетонного шпунта, толщину d для других видов стенок следует принимать по формуле (20.7). Длина l ориен-

Т А Б Л И Ц А 20.6. РАСЧЕТ ОРДИНАТ ЭПЮРЫ НАГРУЗОК (см. рис. 20.6, б)

Отметка, м	$\sigma_a = q + \sum \gamma_{II} y_i$, кПа	λ_a	$\sigma_a = \sigma'_a = \sigma_a \gamma_f \lambda_a$, кПа	$\sigma_p = \sum \gamma_{II} y_i$, кПа	$\gamma_f \lambda_p K$	$\sigma'_p = \sigma_p \gamma_f \lambda_p K$, кПа	$\sigma_a - \sigma'_p$, кПа
+4,50	40	0,33	13,2	—	—	—	13,2
+2,00	40+18·2,5=85	0,33	28	—	—	—	28
0,00	85+20·2=125	0,33	41,3	—	—	—	41,3
		0,36	45	—	—	—	45
-3,00	125+16·3=173	0,36	62,3	0	5,4	—	62,3
-8,4	173+10·5,4=227	0,36	81,7	10·5,4=54	5,4	291,6	-209,9

Примечания: 1. Над чертой даны значения ординат, находящихся выше отметки, под чертой — ниже отметки.

2. Коэффициент $K=1,2$.

тировочно определяется как расстояние (по вертикали) между точками A и B на эпюре моментов (см. рис. 20.6, в).

Угол внутреннего трения грунта принимается при разнородных грунтах равным средневзвешенному значению углов внутреннего трения n слоев грунта, находящихся в пределах длины l , по формуле

$$\varphi_I = \sum_{i=1}^{l=n} \varphi_{II} y_i / l, \quad (20.9)$$

где φ_{II} — угол внутреннего трения слоя i ; y_i — толщина слоя i .

Значения анкерных усилий за счет податливости анкерных креплений принимаются с коэффициентом $k_i=1,4$. Таким образом, расчетные значения пролетных изгибающих моментов и анкерных реакций следует принимать по формулам:

$$M = M_{max} k_i; \quad (20.10)$$

$$R' = R k_i = 1,4 R. \quad (20.11)$$

Пример 20.2. Требуется определить целесообразную глубину забивки тонкой заанкерной стенки (рис. 20.6, а) в дно котлована глубиной 7,5 м для получения в ней минимального изгибающего момента. На поверхности грунта действует временная равномерно распределенная нагрузка $q=40$ кН/м². Физические характеристики грунтов приведены на рис. 20.6, а. Коэффициенты надежности по нагрузке для активного давления грунта и временной равномерно распределенной нагрузки $\gamma_f=1,2$, для пассивного давления грунта $\gamma_f=0,8$.

Решение. Вычисляем ординаты эпюры нагрузок и элементарные силы и сводим полученные значения в табл. 20.6 и 20.7. Выполняем графоаналитический расчет (см. рис. 20.6 в—д) и получаем следующие величины: $t_n=5,4$; $y_{max}=1,9$ м; $H=150$ кН; $E'_p=275$ кН; $R=157$ кН. По формуле (20.8) находим:

$$\Delta t = \frac{275}{2 \cdot 227 (0,44 \cdot 3,39 - 0,3)} = 0,5 \text{ м.}$$

Полную максимально целесообразную глубину забивки стенки определяем по формуле (20.2):

$$t = 5,4 + 0,5 = 5,9 \text{ м.}$$

Максимальный изгибающий момент в стенке по формуле (20.1) будет:

$$M_{max} = 150 \cdot 1,9 = 285 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетные значения изгибающего момента и усилия в анкере вычисляем по формулам (20.10) и (20.11):

$$M = 285 \cdot 0,8 = 228 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$R' = 157 \cdot 1,4 = 219,8 \text{ кН.}$$

Т А Б Л И Ц А 20.7. ЗНАЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТАРНЫХ СИЛ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ НАГРУЗОК (см. рис. 20.6)

Номер силы	Расчет	Q , кН
1	0,5 (13,2+22) 1,5	26,4
2	0,5 (22+28) 1	25
3	0,5 (28+34,65) 1	31,3
4	0,5 (34,65+41,3) 1	37,9
5	0,5 (45+50,8) 1	47,9
6	0,5 (50,8+56,6) 1	53,7
7	0,5 (56,6+62,3) 1	59,5
8	0,5·62,3·1,2	37,4
9	0,5·41,5·0,8	16,6
10	0,5 (41,5+93,4) 1	67,5
11	0,5 (93,4+145,4) 1	119,4
12	0,5 (145,5+197,3) 1	171,3
13	0,5 (197,3+209,9) 0,4	81,4

Б. ТОНКАЯ СТЕНКА С ДВУМЯ АНКЕРАМИ

Двуханкерная неразрезная стенка, рассчитываемая по схеме Блюма—Ломейера, представляет собой статически неопределимую балку. Как и при одноанкерной стенке, расчет ведется графоаналитическим методом упругой линии, предложенным для стенок с двумя анкерами А. Ф. Новиковым.

Пример 20.3. Требуется определить то же, что и в примере 20.2 и для тех же заданных условий, только для стенки с двумя анкерами.

Решение. Графоаналитический расчет тонкой стенки с двумя анкерами (рис. 20.8). На первом этапе расчета (рис. 20.8, а—в), как и ранее, строим эпюры давления грунта на стенку, силовой и веревочный многоугольники. Специфика расчета состоит в отыскании постоянного положения замыкающей веревочного многоугольника, которое удовлетворит принятым опорным условиям, что проверяется последующим построением упругой линии стенки. Последняя, будучи касательной к продольной оси стенки в точке приложения силы E'_p , должна проходить через верхнее и нижнее опорные закрепления А и В.

Направление замыкающей (рис. 20.8, г) находим следующим образом. Продлеваем первый луч веревочного многоугольника до пересечения с горизонтальной линией, проходящей через верхнее крепление (точка А). Полученная ордината представляется собой в масштабе, определяемом соотношением (20.1), консольный изгибающий момент в стенке, который не зависит от работы остальной части балки и поэтому при всех последующих расчетах остается неизменным. Дальнейшее направление ломаной замыкающей задаем двумя прямыми, одна из которых проходит на участке между опорами А и В, а другая — на участке

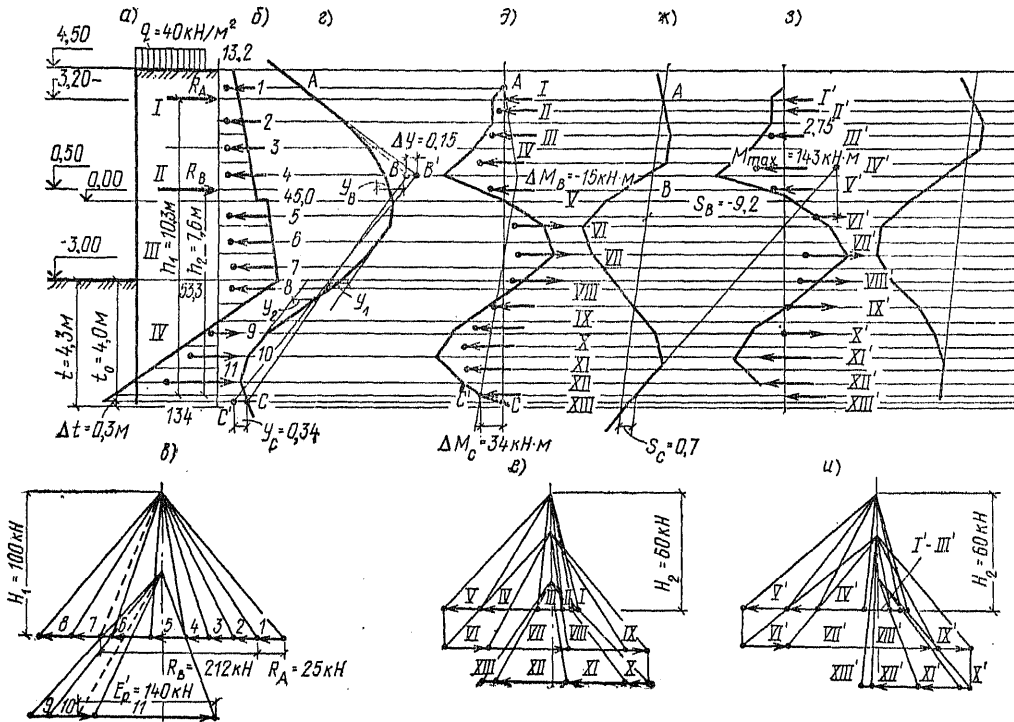


Рис. 20.8. К расчету тонкой стенки с двумя анкерами см. экспликацию к рис. 20.6

от опоры *B* до точки *C* (точки приложения силы E'_p). При первой попытке положение этих прямых можно принять таким, чтобы ординаты эпюры моментов на опоре *B*, в пролетной и заглубленной частях были равны между собой ($y_B = y_1 = y_2$). Верхний участок получаем соединением точки *B* с точкой *A*.

Далее, принимая полученную эпюру моментов за фиктивную нагрузку, строим упругую ось стенки, отвечающую выбранному положению замыкающей. Для этого вновь строим силовую (рис. 20.8, *e*) и веревочный (рис. 20.8, *d*) многоугольники. Веревочный многоугольник и представляет собой искомую упругую ось стенки.

Проведя замыкающую упругой линии через точки *A* и *B*, проверяем, является ли она одновременно касательной к веревочному многоугольнику в точке приложения силы E'_p , т.е. соблюдаются ли исходные предпосылки метода Блюма—Ломейера. Указанное условие в данном примере не соблюдено, поэтому вносим поправки в положение замыкающей на рис. 20.8, *z*. Для этого изменяем ординаты эпюры моментов на опоре *B*, в пролетной и заглубленной частях стенки.

Необходимую прибавку ординат на уровне нижней опоры ΔM_B и на уровне нижнего конца стенки ΔM_C (рис. 20.8, *z*) находим по формулам:

$$\Delta M_B = \frac{6H_2}{h_2(4h_1 h_2)} (S_B - 2S_C) = \frac{6 \cdot 60}{7,6(4 \cdot 10,3 - 7,6)} (-9,2 - 2 \cdot 0,7) = -15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\Delta M_C = \frac{6H_1}{h_2(4h_1 - h_2)} \left(S_C + S_B \frac{2h_1}{h_2} \right) = -\frac{6 \cdot 100}{7,6(4 \cdot 10,3 - 7,6)} \left(0,7 - 9,2 \frac{2 \cdot 10,3}{7,6} \right) = 34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

здесь H_2 — полное расстояние многоугольника фиктивных сил (рис. 20.8, *e*); h_1 и h_2 — расстояния соответственно от верхней и нижней анкеров до точки *C*; S_B и S_C — отклонения последнего луча упругой

линии от замыкающей соответственно на уровне опоры *B* и точки *C* (в масштабе длин); знак S_B и S_C принимается отрицательным при отклонениях в сторону засыпки и положительным при противоположном направлении.

Соединяя точки *B'*, *C'*, *A* (рис. 20.8, *z*), получаем новое положение замыкающей *AB'C'*. Пересечение этой замыкающей с веревочной кривой в точке *D* определяет точку приложения силы E'_p .

Критерием правильности поправки, внесенной в положение замыкающей, служит упругая ось (рис. 20.8, *к*), построенная по суммарной эпюре моментов (рис. 20.8, *z*).

Полную глубину забивки определяем так же, как и для стенки с одним анкером, по формулам (20.8) и (20.2). Для определения усилий в анкерах (R_A и R_B) новое положение замыкающей *AB'C'* проводим на веревочном многоугольнике (рис. 20.8, *z*), для чего вычисляем лобовочные ординаты Δy_B и Δy_C на уровне нижнего анкера и точки *C* по формулам:

$$\Delta y_B = \Delta M_B / H_1 = -15 / 100 = -0,15 \text{ м};$$

$$\Delta y_C = \Delta M_C / H_1 = 34 / 100 = 0,34 \text{ м}.$$

Реакции в анкерах отсекаем в многоугольнике сил (рис. 20.8, *в*) лучами, соответствующими этому положению замыкающей.

Расчетный изгибающий момент определяем по максимальной ординате суммарной эпюры моментов (рис. 20.8, *z*) по формуле (20.10), а расчетное анкерное усилие по формуле (20.11). В результате расчета получаем следующие величины: $t_0 = 4$ м; $M_{max} = 103$ кН·м; $E'_p = 140$ кН; $R_A = 25$ кН; $R_B = 212$ кН;

$$\Delta t = \frac{140}{2 \cdot 195(0,44 \cdot 3,39 - 0,3)} = 0,3 \text{ м};$$

$$t = 4 + 0,3 = 4,3 \text{ м};$$

$$M = 103 \cdot 0,8 = 82,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$R_A = 25 \cdot 1,4 = 35 \text{ кН}; \quad R_I = 2,12 \cdot 1,4 = 296,8 \text{ кН}.$$

Как видно из результатов расчета стенок с одним анкером (рис. 20.6) и с двумя анкерами (рис. 20.8), при прочих равных условиях

введение второго анкера значительно уменьшает изгибающий момент в стенке, при этом несколько сокращается глубина забивки стенки.

20.2.3. Расчет анкерных опор

А. АНКЕРНЫЕ ОПОРЫ В ВИДЕ ПЛИТЫ

Устойчивость непрерывной анкерной плиты, находящейся под действием анкерного усилия R , обеспечивается сопротивлением выпиранию грунта, расположенного перед плитой. Это сопротивление определяется как разность между пассивным E_p и активным E_a давлениями грунта, действующими на плиту (рис. 20.9).

Устойчивость сплошной по длине сооружения анкерной плиты проверяют по формуле

$$\gamma_n R \leq \psi E_p - E_a, \quad (20.12)$$

где γ_n — коэффициент надежности, учитывающий недопустимость больших смещений плиты (рекомендуется принимать $\gamma_n = 1,9 \div 2,0$); ψ — коэффициент, отражающий влияние заглубления t_p и высоты плиты t_c на ее несущую способность (ψ можно определять по рис. 20.9); E_p и E_a — соответственно равнодействующее пассивного и активного давлений грунта на участке от низа поверхности засыпки.

Следует отметить, что точка прикрепления анкера к плите должна быть выбрана так, чтобы усилия R' , E_p и E_a действовали по одной прямой.

Если анкерная плита не сплошная (рис. 20.10, б), то вместо выражения (20.12) используется формула

$$\gamma_n R' l_a \leq (\psi E_p - E_a) b_p D, \quad (20.13)$$

где l_a — шаг анкерных тиг; b_p — ширина плиты; D — поправочный коэффициент, учитывающий работу грунта в зоне между плитами:

$$D = 1 + 0,042 \frac{8t_p^3 - (2t_p + b_p - l_a)^3}{t_p^2 b_p}, \quad (20.14)$$

Удаление анкерных плит от лицевой стенки на расстояние S_{max} , при котором их сопротивление выпору реализуется в полной мере, должно быть таким, при котором точка E пересечения плоскости выпирания NE и плоскости обрушения DE находилась бы на поверхности грунта (положение MN на рис. 20.9 и 20.10, а).

Максимальное целесообразное удаление анкерной плиты определяется построением, показанным на рис. 20.9 и 20.10, а. Из точки D на глубине L'' , где изгибающий момент в стенке $M=0$, проводят под углом $45^\circ - \varphi/2$ к вертикали линию обрушения до пересечения с поверхностью засыпки (точка E), а далее из точки E проводят линию выпора под углом $45^\circ - \varphi/2$ к горизонтали. Анкерная плита распо-

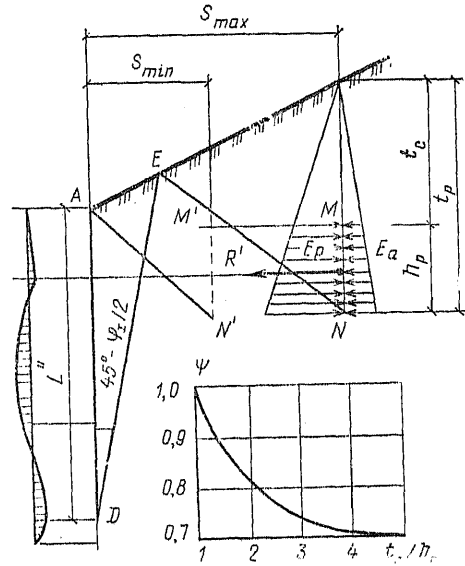


Рис. 20.9. Расчетная схема нагрузок, действующих на анкерную плиту

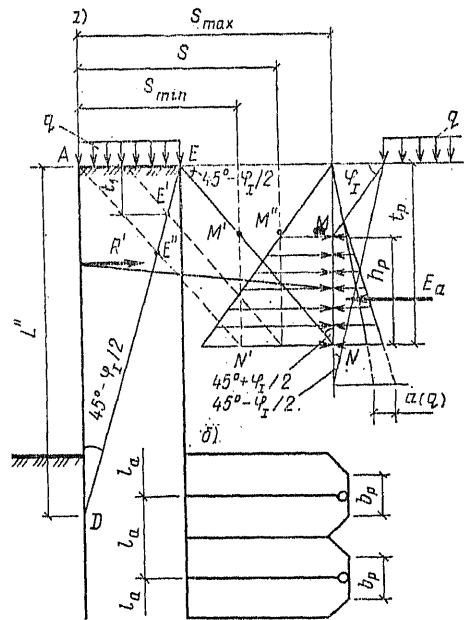


Рис. 20.10. К расчету анкерной плиты при горизонтальной поверхности грунта

гается таким образом, чтобы ее низ оказался на этой линии.

При горизонтальной поверхности засыпки и однородном грунте наиболее выгодное расстояние от стенки до анкерной плиты (рис. 20.10, а):

$$S_{max} = L'' \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + t_p \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (20.15)$$

Если принять расстояние между лицевой стенкой и анкерной плитой $S < S_{max}$, несущая способность анкерной плиты будет недоиспользована. Минимально допустимым расстоянием между ними S_{min} является такое, при котором плоскость вывора, проведенная от низа плиты, выклинивается на уровне верха стенки (положение $M'N'$ на рис. 20.9 и 20.10, а). При значении $S < S_{max}$ для проверки устойчивости анкерной плиты используется выражение

$$\gamma_n R' \leq \psi (E_p - E_p^*) - E_a, \quad (20.16)$$

где E_p^* — снижение пассивного давления грунта в результате уменьшения объема призмы вывора:

$$E_p^* = \gamma_1 t_1 \lambda_p / 2, \quad (20.17)$$

здесь t_1 — расстояние между точкой пересечения плоскостей обрушения и выпирания и поверхности засыпки.

Б. АНКЕРНЫЕ ОПОРЫ В ВИДЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВАЙ И СТЕНОК

Расчет таких опор ведется аналогично безанкерным стенкам. Разница здесь лишь в том, что анкерные сваи полностью заглублены в грунт, и поэтому пассивное давление грунта действует на них по всей длине, а нагрузкой является сосредоточенная сила $R = R'l_a$. Удаление свай от лицевой стенки на расстояние, при котором их несущая способность реализуется полностью, выражается соотношением

$$S_{max} = L' \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) + (t_p - 2\Delta t) \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (20.18)$$

где t_p — расстояние между острем свай и поверхностью грунта; Δt — длина нижнего участка свай, необходимая для реализации пассивного давления E_p :

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2\gamma_n q (\lambda_p - \lambda_a) b_p D}, \quad (20.19)$$

здесь γ_n — коэффициент запаса, учитывающий недопустимость значительных перемещений анкерных свай, равный 0,8; q — вертикальная нагрузка на уровне приложения силы E_p' ; b_p — ширина сваи; D — коэффициент, отражающий влияние несплошности свайной стенки:

$$D = 1 + 0,042 \frac{8y^3 - (2y + b_p - l_a)^3}{y^2 b_p}, \quad (20.20)$$

где y — ордината, отсчитываемая от поверхности грунта.

При определении коэффициента D , подставляемого в выражение (20.19), принимают $y = t_p - \Delta t$.

Расчет свай целесообразно вести графоаналитическим методом. Давление грунта на отдельно стоящую сваю вычисляется по соотношению

$$\sigma = \gamma_1 y (\lambda_p - \lambda_a) b_p D. \quad (20.21)$$

Затем строят силовой и веревочный многоугольники, определяющие изгибающие моменты в сваях, их длину и значение E_p^* . Длину свай определяют по формуле (20.2). Если анкерные сваи удалены от стенки на расстояние $S < S_{max}$, то снижение их несущей способности можно учесть путем увеличения внешней нагрузки на величину E_p^* , определяемую по формуле (20.17). В этом случае

$$R = (R' + E_p^*) l_a.$$

Пример 20.4. Определить допускаемое усилие R' на одиночную анкерную плиту при следующих исходных данных (рис. 20.11): $\gamma_1 = 17,5$ кН/м³; $\varphi_1 = 30^\circ$; $\gamma_a = 0,333$; $\lambda_p = 3$; $\operatorname{tg} \varphi_1 = \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_1/2) = 0,577$; $t_a = 2$ м;

$h_p = b_p = 1$ м; $t = 1,5$ м; $t_p = t + h_p = 1,5 + 1 = 2,5$ м; $t_p/h_p = 2,5/1 = 2,5$; $\psi = 0,75$. На поверхности грунта имеется равномерно распределенная нагрузка $q = 40$ кПа. Расстояние от плиты до начальной точки приложения нагрузки $l_q = 1,5/0,577 = 2,6$ м.

Решение. Глубину, на которой активное давление определяется с учетом полной нагрузки, находим по формуле

$$t_q = \frac{l_q}{\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_1/2)} = \frac{2,6}{0,577} = 4,5 \text{ м.}$$

Активное давление

$$\sigma_a = \gamma_1 t \lambda_a = 17,5 \cdot 1,5 \cdot 0,333 = 8,8 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_q = (\gamma_1 t_q + q) \lambda_a = (17,5 \cdot 4,5 + 40) \cdot 0,333 = 39,5 \text{ кПа;}$$

Графически определяем $\sigma_a = 20$ кПа. Тогда

$$E_a = \frac{8,8 + 20}{2} \cdot 1 = 14,4 \text{ кН/м.}$$

Пассивное давление

$$\sigma_p = \gamma_1 t \lambda_p = 17,5 \cdot 1,5 \cdot 3 = 78,8 \text{ кПа;}$$

$$\sigma_p' = \gamma_1 t_p \lambda_p = 17,5 \cdot 2,5 \cdot 3 = 131 \text{ кПа.}$$

Отсюда находим:

$$E_p = \frac{78,8 + 131}{2} \cdot 1 = 104,9 \text{ кН/м.}$$

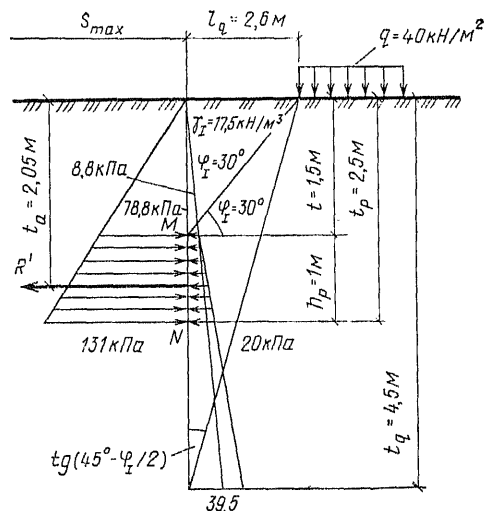


Рис. 20.11. К расчету плиты при равномерно распределенной нагрузке на поверхности грунта

ТАБЛИЦА 20.8. РАСЧЕТ ОРДИНАТ ЭПЮРЫ НАГРУЗОК (см. рис. 20.12)

Отметка, м	$\sigma_q = \Sigma \gamma_i t + q$, кПа	$\lambda_p - \lambda_a$	$\sigma_q (\lambda_p - \lambda_a) h_p D$, кН/м
-1,50	17,5 · 1,5 = 26,3	2,77 - 0,361 = 2,409	26,3 · 2,409 · 0,3 · 2,23 = 42,4
-1,70	26,3 + 0,2 · 17,5 = 29,8	2,409	29,8 · 2,409 · 0,3 · 2,23 = 48
-2,20	29,8 + 10 · 0,5 = 34,8	2,37 - 0,421 = 1,949	29,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 38,9
-2,70	34,8 + 10 · 0,5 = 39,8	1,949	34,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 45,4
-3,20	39,8 + 10 · 0,5 = 44,8	1,949	39,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 51,9
-3,70	44,8 + 10 · 0,5 = 49,8	1,949	44,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 58,4
-4,20	49,8 + 10 · 0,5 = 54,8	1,949	49,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 64,9
-4,50	54,8 + 10 · 0,3 = 57,8	1,949	54,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 71,5
		1,949	57,8 · 1,949 · 0,3 · 2,23 = 75,4

Примечание. Над чертой даны значения ординат, находящихся выше отметки, под чертой — ниже отметки.

По формуле (20.14):

$$D = 1 + 0,042 \frac{8 \cdot 2,5^3 - (2 \cdot 2,5 + 1 - 2)^3}{2,5^2 - 1} = 1,39$$

Допускаемое усилие в анкере по формуле (20.13)

$$R = \frac{(0,75 \cdot 104,9 - 14,4) \cdot 1 \cdot 1,39}{2} = 44,7 \text{ кН};$$

$$R' = 22,35 \text{ кН}.$$

Заглубление анкера может быть приближенно определено исходя из расположения его на уровне центра тяжести эпюры пассивного давления по формуле

$$t_a = t_p - \frac{h_p}{3} \frac{h_p + 3t}{h_p + 2t} = 2,5 - \frac{1}{3} \times$$

$$\times \frac{1 + 3 \cdot 1,5}{1 + 2 \cdot 1,5} = 2,05 \text{ м}.$$

Пример 20.5. Рассчитать одиночную анкерную сваю при следующих исходных данных (рис. 20.12): $R = R' l_a = 60$ кН; $t = 1,5$ м; $l_a = 1,1$ м; $b_p = 0,3$ м.

Характеристики грунта приведены на рис. 20.12. Решение. Вначале для вычисления ординат эпюры нагрузок находим коэффициент D по формуле (20.20) при $y = t_p = 4,5$ м:

$$D = 1 + 0,042 \frac{8 \cdot 4,5^3 - (2 \cdot 4,5 + 0,3 - 1,1)^3}{4,5^2 \cdot 0,3} = 2,23.$$

Вычисленные ординаты эпюры нагрузок и элементарные силы сводим в табл. 20.8 и 20.9. Затем строим силовую и веревочный многоугольники (рис. 20.12, в, з). Точка пересечения замыкающей (параллельной лучу в силовом многоугольнике, проходящему через конечную точку приложения силы: R) с веревочным многоугольником определяет длину стенки t_0 без учета запаса на защемление.

Длину сваи стенки определяем по формуле (20.2):

$$h_p = t_0 + \Delta t = 3 + 0,6 = 3,6 \text{ м}.$$

ТАБЛИЦА 20.9. ЗНАЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТАРНЫХ СИЛ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ НАГРУЗОК (см. рис. 20.12)

Номер силы	Расчет	Q, кН
1	0,5 (42,4 + 48) 0,2	9,04
2	0,5 (38,9 + 45,4) 0,5	21,08
3	0,5 (45,4 + 51,9) 0,5	24,3
4	0,5 (51,9 + 58,4) 0,5	27,6
5	0,5 (58,4 + 64,9) 0,5	30,8
6	0,5 (64,9 + 71,5) 0,5	34,1
7	0,5 (71,5 + 75,4) 0,3	22

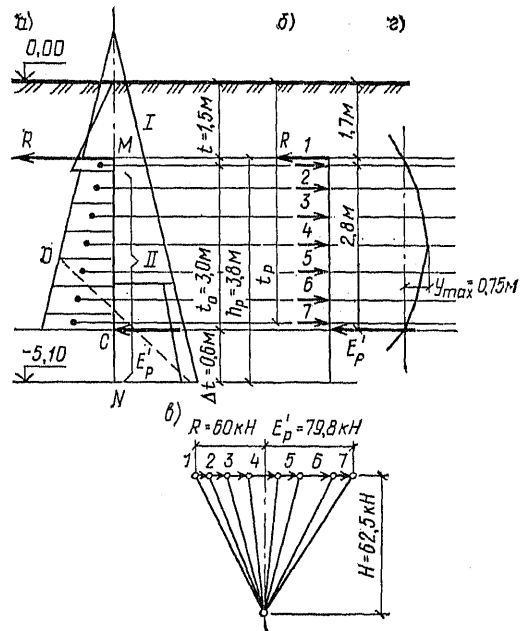


Рис. 20.12. К расчету анкерной сваи I — при $\gamma_{II} = 17,5$ кН/м³, $\phi_{II} = 28^\circ$; II — при $\gamma_{I2} = 10$ кН/м³, $\phi_{I2} = 24^\circ$

Значение Δt вычисляем по выражению (20.19):

$$\Delta t = \frac{79,8}{3 \cdot 0,8 (17,5 \cdot 1,7 + 10 \cdot 2,8) (2,77 - 0,421) 0,3 \cdot 2,23} = 0,6 \text{ м}.$$

Максимальный изгибающий момент будет:

$$M_{max} = 62,5 \cdot 0,75 = 47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

20.2.4. Расчет основных конструктивных элементов тонких стенок

В заанкеренных тонких стенках, помимо самой стенки, рабочими элементами являются продольные распределительные балки (анкерные пояса), анкеры и конструктивные детали анкерных конструкций. Расчет всех этих эле-

ментов производится по общим методам строительной механики.

Шпунтовая стенка рассчитывается на расчетный изгибающий момент M , причем для незаанкеренных стенок таковым считается $M = M_{max}$ [см. формулу (20.1)], для заанкеренных $M = k_d M_{max}$ [см. формулу (20.10)]. Необходимый момент сопротивления стенки

$$W = M/R.$$

Анкерные пояса рассчитываются как балки, нагруженные горизонтальной равномерно распределенной нагрузкой R' , кН/м, и имеющие опоры в местах закрепления анкеров.

Анкеры служат для передачи реакции верхнего конца тонкой стенки на анкерную конструкцию и воспринимают предельное усилие растяжения $R = R' l_a$, где $R' = 1,4 R''$ (здесь R'' — реакция 1 м тонкой стенки, получаемая графическим расчетом).

Распорки рассчитываются на внецентренное сжатие, при котором момент в сечении распорок возникает от их собственного веса, а продольное усилие $R = R' l_p = 1,4 R'' l_p$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Будин А. Я., Демина Г. А. Набережные. Справочное пособие. — М.: Стройиздат, 1979. — 287 с.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

А

Агрегат насосный 429
Агрессивность подземных вод 68, 197, 397
Амплитуда колебаний фундамента 226, 227, 228
Анизотропность грунта 59, 274
Анкер 106, 128, 395
— временный 394, 396
— инъекционный 394, 396
— постоянный 99, 394
Арматура напрягаемая 157, 177
— ненапрягаемая 156, 168, 289
— поперечная 110, 119, 200
— продольная 148, 282, 412
— рабочая 115, 215, 353
— распределительная 46
Армирование грунта 108
— противоусадочное 222
— свая 161, 177, 285
— фундамента 226
— центральное 186
Армокаркас 200, 214, 388

Б

Балка бесконечная 145
— жесткая 135, 140
— конечной жесткости 235
— консольная 414
— неразрезная 133
— полубесконечная 145
— поперечная 413
— фундаментная 44, 133, 199
Балльность строительной площадки 277
Банкетка ножа опускного колодца 351, 352
Башмак колонны 50
Берма 329, 337, 342
Бетонирование подводное 356
— фундаментов 307
Бетон легкий 39
— монолитный 377, 387
— тяжелый 40, 116, 377
Битумизация грунта 11
Блок арматурный 46
— пустотелый 41, 353
— фундаментный 41, 271, 291
— стеновой 49
Болт анкерный 50, 196
Бровка 243
Бурение скважины 416, 455
Бутобетон 43, 44

В

Вакуум 424, 451
Вакуумирование грунтов 408
Вдавливание свай в грунт 206
Вероятность доверительная 19, 20
Верховодка 240
Вес воды удельный 10
Вес фундамента собственный 79
— грунта собственный 59, 65, 67
— — удельный 67, 76, 101
Взрыв глубинный 309
— подводный 309
Вибратор 325
— глубинный 298, 325
Вибрация 298
Вибровдавливание свай в грунт 206
Виброплотитель 224
Виброкаток 298

Вибропогружатель 206
Вибропогружение 206
Вибротрамбовка 298
Виброудар 298
Виброуплотнение 13
Включения органические 264, 265
Влагоемкость полная 10, 253
Влажность грунта гигроскопическая 28
— — конечная 247
— — на границе раскатывания 71, 234, 299
— — — — текучести 10, 71
— — природная 70
— — на пределе усадки 246
— — начальная просадочная 230, 232
Влажность грунта оптимальная 299
— — равновесная 248
— — набухания 246, 247
— соответствующая полному водонасыщению 231, 232, 242
Влияние внешней среды 58
— деформаций основания 58
— фундаментов взаимное 64
Вложения капитальные 34
Вода атмосферная 58
— гравитационная 409
— грунтовая 96, 246, 331
— дренажная 331
— напорная 379
— поверхностная 23, 49, 243
— подземная 67, 415, 434
— — агрессивная 44
— поровая 17, 107, 409
— свободная 241
Водонасыщение полное 67
Водонепроницаемость 221, 390
Водоотдача грунта гравитационная 439
Водоотлив 458
— открытый 33, 351,
Водоопонижение вакуумное 424, 429
— глубинное 377
— гравитационное 424
— иглофильтрами 416
— ярусное 433
Водоприемник вакуум-концентрический 429
— эжекторный 451
Водопроницаемость 380
Водосборник 416
— насосной станции 417
Водоупор 67, 429
Воздействия климатические 58, 67
— сейсмические 96
Волна сейсмическая 277, 289
Воронка обрушения 294
Время консолидации 254
Втрамбовывание 238, 264, 306
Выгиб основания 269
— сооружения 74
Вынос грунта суффозионный 424
— ступеней фундамента 112
— частиц грунта 416
Выпор грунта 95, 270, 307
Выпучивание 196
Выработка геологическая 185, 198
— горная 18, 27, 416
— подземная 406, 414
Высота фундамента 110
Выссыхание грунта 416
Вытрамбовывание котлованов 234, 238, 239

Г

Галерея дрепажная 422, 424, 433
 — — полупроходного сечения 421
 Гибкость фундамента относительная 133
 Гидровиброуплотнение 263, 265
 Гидроизогипсы 434
 Гидроизоляция битумная 356
 — горизонтальная 49
 — из пневмобетона 368
 — — торкретбетона 368, 377
 — литая асфальтовая 356
 — металлическая 356, 377
 — оклеечная 356
 — обмазочная 49
 — поверхностная 43
 Гидроизоопьезы 434
 Гидромеханизация 369, 416, 458
 Гидронамыв 108, 262
 Гидроподмыв 351
 Глина 67, 355, 301
 — бентонитовая 407
 Глубина вытрамбовывания 263
 — забивки стенки 392
 — заделки колони 54, 55
 — — стены 379
 — заложения фундамента 217, 239, 249
 — замачивания 250
 — колодца внутренняя 352
 — котлована 237, 239
 Глубина заложения фундамента 75
 Глубина погружения колодца 352, 354, 355
 — — сваи 274, 288, 289
 — промерзания грунта нормативная 69, 71
 — — — расчетная 71
 — просадочной толщи 240
 — расположения уровня подземных вод 72
 — сезонного промерзания грунтов 68, 69
 — — — нормативная 69
 — — — — расчетная 71
 — сжимаемой толщи основания 59
 — уплотнения 237, 302
 Голова сваи 206, 220, 273
 Гравий 238, 309, 421
 Градиент напора 18, 19
 Граница зоны усадки нижняя 249
 — сжимаемой толщи 84, 256, 409
 — уплотненной зоны 237
 Грунт армированный 296
 — биогенный 58, 59, 107
 — вечномерзлый 13, 42, 222
 — водонасыщенный 58, 96, 255
 — водоупорный 377
 — выветрелый скальный 407
 — естественного сложения 234, 254, 304
 — закрепленный 235, 282
 — засоленный 26, 58, 264
 — засыпки 121, 270
 — заторфованный 26, 96, 251
 — зацементированный 408
 Грунт искусственный 13
 — крупнообломочный 10, 77, 277
 — лессовый 12, 237, 307
 — лессовый просадочный 198, 307, 310
 — мерзлый 13, 282
 — набухающий 42, 58, 245
 — намывной 13, 251, 262
 — насыпной 13, 230, 412
 — ненарушенного сложения 10, 148, 270
 — неоднородного сложения 69, 238
 — непросадочный 199
 — несвязный 126, 148, 458
 — несжимаемый 157, 269

— нескальный 9
 — однородный 238
 — осушенный 416
 — песчано-гравелистый 407
 — песчаный 77, 85, 86
 — полускальный 198, 410
 — природной структуры 236, 237, 242
 — просадочный 74, 230, 303
 — пучнистый 58, 109
 — пылевато-глинистый 58, 85, 107
 — разуплотненный 307
 — рыхлый 187, 307
 — связной 458
 — сильносжимаемый 253, 254, 256
 — скальный 58, 96
 — структурно-неустойчивый 49, 230, 285
 Грунт талый 278
 — уплотненный 235, 354, 413
 — элювиальный 9
 Группа предельных состояний 147, 218, 277

Д

Давление активное 165, 390, 459
 — боковое 269, 271
 — вертикальное 233
 — гидродинамическое 416
 — гидростатическое 17, 390
 — горизонтальное 153, 246
 — избыточное 401
 — — в поровой воде 17
 — — при инъектировании цементного раствора 400
 — контактное 122, 295
 — краевое 83, 236, 268
 — набухания 28, 245, 246
 — начальное просадочное 230, 231, 232
 — нормальное 269
 — оползневое 411
 — от нагрузки фундамента 247
 — от собственного веса грунта 247, 249
 — пассивное 147, 288, 459
 — покоя 148
 — по подошве фундамента 84, 248, 256
 — реактивное 126, 131, 134
 — связности 149
 — статическое под подошвой фундамента 217
 — среднее по подошве фундамента 75
 — — под подошвой фундамента 124, 253
 Действие взаимивающее воды 67, 98, 283
 Детали закладные 221, 353, 412
 Деформации горизонтальные 273, 288
 Деформации грунта 265
 — — при сжатии 13
 — изгиба 147, 280
 — карстовые 293, 296
 — набухания 246, 256
 — основания 405, 411
 — — предельные по технологическим требованиям 93
 и трещиностойкости конструкций сооружения 93
 — пластические 14
 — послойные 240
 — просадочные 230, 234
 — сжатия 270
 — совместные основания и сооружения 249
 — растяжения 270, 273
 — сдвига 10, 280
 — усадки 245, 249, 381
 Диаметр фундамента 59, 88
 Диафрагма жесткости 145, 411
 Длина здания (сооружения) 58, 75, 94
 — фундамента 63
 Добавки гидрофобные 162
 — пластифицирующие 162

Доувлажнение грунта 237
 Доуплотнение грунта просадочного 240, 241
 Дрена вертикальная 254, 255
 — песчаная 254, 255
 Дренаж вертикальный 408
 — галерейный 417, 420, 430
 Дренаж двусторонний 254
 — закрытый беструбчатый 417
 — кольцевой 433, 453
 — естественный 331
 — односторонний 254
 — пластовой 417
 — — однослойный и двухслойный 421, 454
 — пристенный 433
 — систематический 430
 — траншейный 417, 430, 454
 — трубчатый 346, 417, 430
 Дренирование 17, 255

Ж

Железобетон монолитный 255, 387
 — сборный 94, 387
 Жесткость основания 219, 224, 279
 — сваи 274, 276, 279
 — сооружения 234, 235
 — — пространственная 33, 68, 257
 — фундамента изгибная 235
 — — сдвиговая 235
 Жидкость тиксотропная 352

З

Забивка свай 160, 265, 414
 Завеса дренажная 408
 — противофильтрационная 108, 240, 351
 Заглубление фундамента 271, 272
 Заглубление фундамента относительное 83
 Задача плоская 332, 342
 Заделка анкерная 394, 397, 400
 — жесткая 274, 276
 — шарнирная 274, 276
 Закрепление грунта инъекционное 310
 — — обжигом 234
 — — силикатизацией 234, 310
 — — смолизацией 310
 — — химическое 108, 224, 281
 — — цементацией 407
 — — электрохимическое 108
 Заложение фундаментов глубокое 58
 — — мелкое 58
 Замачивание грунтов 108, 230, 233
 — основания 199, 289
 — предварительное 234, 241, 309
 Замена грунта 250
 Замоноличивание соединений 353
 Замораживание грунта 458
 Засоление грунтов 108
 Засыпка обрточная 58, 92
 — пазух 271
 Затраты приведенные 34
 Затухание осадки 289
 Защита фундамента 411
 Звено составной сваи 157, 158
 Землетрясение 282
 Зольность 29, 251
 Зона набухания 248
 — пластических деформаций 75
 Зона уплотнения 299
 — усадки 249
 Зондирование грунта динамическое 10, 29, 185
 — — статическое 165, 253, 288
 Зумпфы 416

И

Иглофильтр 429, 430, 433
 — эжекторный 429
 Изгиб 131, 270
 Изыскания инженерно-геодезические 23
 — инженерно-геологические 23, 25, 33, 74
 ИЛ 58, 107, 256
 Интенсивность набухания 246
 Интервал доверительный 19
 Инфильтрация 230, 246, 434
 Инъектор 355
 Инъекция 314
 Испытание грунта компрессионное 15, 133, 256
 — — на трехосное сжатие 17
 — — на срез 29
 — — прессиометром 29
 — — статической нагрузкой 14
 — — штампом 14, 95
 — сваи динамическое 166
 — — статическое 165
 Исследования гидрогеологические 26, 434
 — геофизические 26
 — грунтов лабораторные 27
 — — полевые 27

К

Кайма капиллярная 451
 Камень 418
 Карман выветривания 68
 Каркас арматурный 158, 379, 415
 Карст карбонатный 293
 — открытый 296
 — соляной 293
 — сульфатный 293
 Карстоопасность 296
 Карьер 260, 329, 377
 Категория грунта 277, 278
 Каток 301
 Керамзитобетон 48
 Кессон 351
 Классификация грунтов 10, 11
 Колесные свободные здания и сооружения 278, 279
 — — фундамента 217, 220, 225
 — сейсмическое 277, 278, 292
 — собственное зданий и сооружения 278
 — фундамента крутильное 221
 Коллектор водоотводящий 417
 — сифонный 424
 Колодец водобойный 433
 — опускной бетонный 352, 353, 354
 — — железобетонный, сборный, сборно-монолитный 352—354
 — смотровой 420
 — шахтный 408
 Колонна зданий и сооружений 50, 110, 265
 — фильтровая 422, 423, 430
 Кольматант 428
 Кольматация скважин 428
 Комплекс мероприятий 243, 244
 Консистенция 255, 285, 400
 Консолидация основания 253, 254
 Конструкция анкерная 378, 470
 — несущая 59
 — ограждающая 31, 164, 408
 Контрфорсы 329
 Копры 177, 206, 207
 Котлован вытрамбованный 238, 263, 305
 — — с уширенным основанием 240, 242
 — — открытый 39
 — пионерный 358
 Крепления анкерные 458

- подкосные 458
 - Кривая депрессионной поверхности 434
 - Коэффициент активного давления грунта 105, 152, 390
 - армирования 115, 119
 - бокового давления грунта 67, 253, 400
 - вариации 19
 - выветрелости 29
 - демпфирования основания 219
 - деформации 168, 169, 288
 - жесткости 235, 279, 280
 - изменчивости сжимаемости основания 231
 - консолидации 58, 96, 255
 - надежности по грунту 19, 75, 268
 - — по материалу 75
 - — по нагрузке 67, 465
 - — по назначению сооружений 96
 - неравномерного сжатия 91, 122, 123
 - Коэффициенты несущей способности 96
 - однородности грунта 400
 - относительного демпфирования 219, 220
 - пассивного давления грунта 105, 390, 401
 - перегрузки 177, 217, 250
 - податливости основания 280
 - пористости 67, 98, 249
 - постели 125, 132, 153
 - Пуассона 88, 193, 274
 - пьезопроводности 443
 - упругого равномерного сжатия 125, 219, 220
 - размягчаемости в воде скального грунта 11
 - рассеивания напряжений 61, 64
 - реологический 235
 - трения 293
 - трения бетона 292
 - Тэйлора 257
 - уплотнения 264, 299, 301
 - упругого равномерного сжатия 125, 219, 220
 - упругой податливости 279
 - уровнепроводности 261
 - условий работы 96
 - устойчивости фундамента 106
 - фильтрации 422, 427
 - формы подошвы 96
 - цикличности 127, 130
 - Креп сооружения 59, 91, 244
 - фундамента 88, 217, 232
 - Крепления подкосные 458
 - распорные 458
 - Крепление стенок котлована 377
 - Кривая компрессионная 256
 - консолидации 256
 - Кривизна 267
 - Кровля грунта 59, 232, 258
 - слоя грунта 80, 165, 234
 - Круг Мора 17
 - Крутизна откоса 335, 346
 - Куст свай 180, 293, 329
- Л**
- Лесс 230
 - Линии скольжения 332, 398, 399
 - Лотки водоотводящие 424
- М**
- Марка глубинная 242, 254
 - Масса 116
 - Массив грунта 18, 39, 60
 - грунтовый 337, 338, 339
 - Материал дренирующий 238, 243, 356
 - противofильтрационный 387
 - тампонажный 382
 - фильтрующий 418
 - Материалоемкость фундаментов 29, 34
 - Машины землеройные 458
 - Мероприятия водозащитные 72, 108
 - Мероприятия конструктивные 58, 75, 108
 - противокарстовые 296
 - противооползневые 33
 - Метод вертикально перемещающейся трубы 162
 - круглоцилиндрических поверхностей скольжения 118,
 - наименьших квадратов 20, 245
 - послойного суммирования 83, 84, 409
 - предельного равновесия 269, 331
 - угловых точек 65, 84, 86
 - упругой линии 390, 397
 - Миграция воды 69
 - Многоугольник веровочный 391, 392
 - силовой 340, 391, 392
 - Модель основания расчетная 235
 - Модуль боковой деформации грунта 273
 - деформации грунта 59, 84, 87
 - Модуль затухания колебаний 220
 - сдвига 279
 - упругости 121, 220, 288
 - Молот 206, 207, 209
 - Момент изгибающий 235, 271, 463
 - инерции сечения 279, 289
 - «обратный» 110, 113, 114
 - сопротивления сечения 239
 - Монолит грунта 28, 306
 - Морозостойкость 39, 40, 41
 - Мощность слоя грунта 248, 397
 - Мульда оседания 296
 - сдвижения 267
- Н**
- Наблюдения аэровизуальные 26
 - маршрутные 26
 - стационарные 26
 - Набухание грунта 245, 248, 249
 - относительное 12, 28, 245
 - свободное 245
 - Нагрузка 58, 67, 95
 - вдавливающая 156, 255, 286
 - вертикальная 82, 239, 351
 - — равномерно распределенная 61
 - ветровая 275, 276
 - вибрационная 148
 - внецентренная 79, 87, 90
 - — наклонная 96, 99
 - внешняя 59, 60
 - временная 253, 260, 412
 - выдергивающая 156, 276, 400
 - горизонтальная 58, 240, 306
 - динамическая 216, 222, 377
 - моментная 126, 127, 292
 - монтажная 258
 - нормативная 68
 - осевая 158, 187
 - периодическая 225
 - полосовая 62, 64, 149
 - равномерно распределенная 62, 63, 235
 - расчетная 69, 100
 - сдвигающая 293
 - сейсмическая 58, 161, 277
 - Нагрузка сжимающая 277, 286, 289
 - статическая 216, 289, 290
 - трения 272
 - треугольная 62
 - ударная 225
 - фиктивная 391
 - центральная 124
 - Наклон пластов грунта 267
 - фундаментов 272

- Намыв 262
 Напластование грунтов 59, 81, 245
 Напор гидравлический 354
 — подземных вод избыточный 423
 Напряжения в грунте природные 60
 — вертикальные 233
 — динамические 282
 — касательные 15, 60, 282
 — нормальные 15, 62, 282
 — от собственного веса грунта 67, 80, 282
 Насос скважинный 422, 427
 — центробежный 424
 Насыпь 108
 — планировочная 243, 301, 303
 — планомерно возведенная 262, 263, 264
 — пригрузочная временная 253, 260
 — фильтрующая 254
 Натяжение анкера 403
 Недобор грунта 237
 Неоднородность грунтов основания 19, 88, 268
 Неравномерность осадок 74
 Неравномерность предельная деформаций основания 93
 Нож колодца 352
- О**
- Обвалование 241
 Обводнение грунтов 278
 Обжатие грунта 270, 272, 274
 Обжиг 11, 244
 Обмотка труб проволочная 425, 427
 Оболочка колодца 355
 Оборудование буровое 159, 212
 — грунтоуплотняющее 301
 — для разработки траншей 383
 — землеройное 379
 — измерительное 245
 — копровое 206, 207
 — крановое 353
 — навесное 305, 308
 — насосное 455
 — сваебойное 156, 214, 305
 Образец грунта 18, 28, 245
 Обрез фундамента 39, 110, 292
 Обсыпка песчано-гравийная 423, 425, 457
 — фильтрующая 421
 Оголовок анкера 394, 395, 404
 — водопонизительной скважины 422
 — свай 292, 293
 Ограждение шпунтовое 147, 410, 458
 Одометр 15
 Омоноличивание стыков строительных конструкций 413
 Опираие фундамента на грунт 284
 Оползни 23, 377, 411
 Опора анкерная 467, 468
 — глубокая 296
 — шарнирная 120
 Опрокидывание фундамента 282
 Осадка абсолютная 258
 — во времени 252, 256
 — дополнительная 261, 262, 411
 — конечная 254
 — основания 59, 79, 92
 — средняя 59, 74
 — относительная суффозионная 29
 — слоя 254
 — фундамента 125, 221, 246
 Основание винклеровское 235
 — двухслойное 101, 105
 — дренажное 254
 — закастованное 145
 — загорфованное 256
 — зданий и сооружений 67
 — естественное 31, 269, 414
 — искусственное 31, 59, 298
 — недренированное 254
 — неоднородное 65
 — несжимаемое 133
 — однородное 60, 65, 84
 — сжимаемое 59
 — уплотненное 31, 236, 255
 — упругое 131, 140, 141
 Осушение грунта 13
 Отбор грунта 416
 Отбор образцов ненарушенного сложения 28
 Отвал грунта 260, 264, 331
 Отвод воды 416
 Отказ 264
 Отказомер 206
 Откачка воды 416
 Откачка подземных вод 416
 Откос 96, 253, 330
 — котлована 416, 458
 — насыпи 337
 — плоский 333
 — предельный 333, 335
 — уступчатый 337
 Отметка абсолютная 185, 198
 — заложения 237, 242
 — планировки 84
 — подошвы фундамента 84
 — планировочная 23, 185, 272
 Отмостка 49
 Отпор грунта 270
 — боковой 79, 83, 92
 — реактивный 239, 240
 Отрыв подошвы фундамента 126, 130, 284
 — — — частичный 83, 284
 Отстойник 424
 Оттаивание грунта 272
 Отсыпка грунта 108
 Ось здания 272
 Черк гидролого-метеорологический 434
- П**
- Пазуха котлована и траншей 43, 382, 411
 Параметры подтливости анкеров 127
 — — на вдавливание 127
 — — на выдергивание 127
 — фильтра 427
 Перевязка швов 353
 Перемещение абсолютное 58
 — грунта 269, 272, 276
 — относительное 58
 — свай 275
 Перекос сооружения 244
 Периметр колодца 355
 Период свободных колебаний 278, 279
 Перфорация труб 69
 Песок гравелистый 11, 16, 70
 — крупный 80, 258, 421
 — мелкий 76, 264, 409
 — пылеватый 77, 264, 409
 — рыхлый 2, 278
 — средней крупности 70, 258, 421
 — структурный 230
 Пирамида продавливания 110, 111, 118
 Планировка поверхности 302
 — подсыпкой 84
 — срезкой 84, 260
 План топографический 23, 331
 Пласт водоносный 449
 Пластичность бетонной смеси 165

- Пластичность грунта 10, 11
 Пласт крутопадающий 267
 Плита анкерная 147, 467
 — балочная 120
 — лотковая 353
 — кольцевая 133, 134
 — круглая 133,
 — — оболочка 353
 — опорная 149
 — фундаментная 88, 121, 146
 — — с угловыми вырезами 46, 75, 81
 Плотность грунта 70
 — — сухого 237, 298, 310
 — — максимальная 300
 — сложения грунта 11, 12
 — частиц грунта 28
 Площадь замачивания 247
 Площадка строительная 353
 Поверхность депрессионная 296, 340
 — планировки 39, 68
 — сдвига 338, 340
 — скольжения 106, 118, 411
 — упругого полупространства 132
 Поворот фундамента 126, 278
 Погружение сваи полное 156, 207
 Податливость анкера 128, 130
 Подвал 117, 271, 281
 Подведение свай 413
 Подготовка бетонная 55, 68, 224
 — основания 263, 265
 — песчаная 55
 Подготовка промежуточная 56
 — щебеночная 412
 Подколонник 50, 51, 110
 Подкосные крепления 418
 Подмыв 209, 210
 Подошва ростверка 33
 — фундамента 59, 69, 98
 Подработка территории 267, 271, 276
 Подтопление 199, 416
 Подушка бетонная 99
 — грунтовая 234, 250, 301
 — гравийная 264
 — дренажная 356
 — компенсирующая 250
 — песчаная 99, 250, 265
 — промежуточная 291—293
 — фундаментная 258
 — щебеночная 259
 Подъем основания при набухании грунта 246, 247
 — — упругий 254
 — уровня грунтовых вод 230, 234, 247
 — фундамента 248, 249
 Показатель жесткости 154
 — текучести грунта 71, 81, 98
 Покрытия фильтровые 427
 Ползучесть 59
 Поле свайное 177, 183, 275
 Полость карстовая 293
 Полупространство линейно-деформируемое 58, 36
 — упругое 132, 133, 134
 Понижение уровня подземных вод 416
 Пористость грунта 10, 199
 Потеря несущей способности основания 282
 Потеря устойчивости грунта 98, 282, 338
 — — фундамента 410
 Поток фильтрационный 254, 338, 424, 430
 Пояс анкерный 470
 — арматурный 257
 — железобетонный 257, 258
 — фундаментный 270, 273
 Предел прочности на одноосное сжатие 11, 17, 20
 Пресснометр 14
 Прибор лопастный 253
 — 3-осного сжатия 292
 Привязка высотная 58
 Пригодность сооружения эксплуатационная 58
 Пригрузка временная 254
 — опускного колодца 358
 — откосов 329, 330
 — фильтрующая 252, 254
 Призма выпора 270
 — обрушения 149, 335, 397
 — — откоса 335
 Прогиб фундамента 217, 221, 269
 Проектирование вариантное 31, 253
 Проект разработки котлована 31, 246, 255
 Проектирование фундаментов 216, 218
 Проем в стене колодца 352
 Промерзание грунта 69, 70, 71
 Просадка неравномерная 234, 244
 — равномерная 241
 Просадочность 74, 231
 Просадочность относительная 12, 199, 230
 Прослойки льда 69
 Противодействие гидростатическое 105
 Прочность бетона 41
 — грунта 15, 20
 — конструкции 58
 — фундамента на раскалывание
 Прочность элементов фундамента 217
 Пульпа 369
 Пучение морозное 72
 Пьезопроводность 434, 439
- Р**
- Работа конструкций пространственная 58
 Работы земляные 187, 342, 410
 — планировочные 33
 Радиус уплотненной зоны 239
 Размеры модульные F0
 Разработка грунта 370
 — котлована 410
 — траншеи 386, 389, 406
 Разрез геологический 331, 342, 397
 — инженерно-геологический 198, 236
 — литологический 253
 Разрыхление грунта 416
 Раскрытие трещин предельное 46
 Раствор глинистый 283—285, 355
 — тампонажный 296, 389
 — цементно-песчаный 400, 414
 — цементный 395, 407, 411
 Расчет на сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям 346
 Расчет на сдвиг по подошве 292
 — оснований по деформациям 58, 68, 73, 246
 — — несущей способности 58, 79, 246
 — свай 165
 — технико-экономический 400
 — фундамента на плоский сдвиг 104
 — — продавливание 110, 112, 116
 — — по прочности 82
 Реакция опорная 269
 Режим водно-тепловой 247
 — сооружения тепловой 69
 — фильтрации 434
 Рельеф природный 84
 Ростверк высокий 221, 273, 275
 — жесткий 181
 — ленточный 183
 — монолитный 201
 — низкий 221, 273, 276
 — плитный 180

- сборный 200, 201
 - составной 184
 - стаканый 184
 - Рубашка тексотропная 354, 353, 355
- С**
- Сапронель 13, 58, 252
 - Свалка 260
 - Самоуплотнение грунта насыпного 261
 - Свая анкерная 458, 468
 - без острия 164
 - бетонная 156
 - булавовидная 164, 165
 - Свая буровая 351
 - буронитбукционная 244, 414
 - буронабивная 244, 265, 410, 413
 - буронабивная с уширенной пятой 199
 - буропускная 156
 - вдавливаемая 156, 413, 414
 - виброштампованная 156
 - винтовая 156, 400
 - висячая 156, 217, 276
 - гибкая 273
 - грунтовая 240, 307
 - деревянная 156, 164, 165
 - железобетонная 156, 458
 - забивная 250, 265, 400
 - завивчиваемая 156
 - керамзитобетонная 164, 165
 - керамзитовая 156
 - колонна 157, 158, 223
 - круглая 156, 187, 207
 - Мега 414
 - многоугольная 156
 - набивная 162, 199, 285
 - — в пробных скважинах 156, 250
 - оболочка 150, 250, 351
 - одиночная 180, 181, 186
 - пирамидальная 164
 - призматическая 209, 286, 288
 - прямоугольная 156
 - пустотелая 156
 - сборная 156
 - составная 156, 157, 158
 - Свая стальная 156
 - стойка 156, 217, 286
 - с уширением 156
 - трения 126
 - эталонная 28, 166, 185
 - Свойства грунтов деформационные 10, 29, 132
 - — пластические 59
 - — просадочные 230, 231, 234
 - — прочностные 10, 80, 278
 - — реологические 59
 - — сейсмические 277, 278
 - — физико-механические 68, 78, 253
 - — физические 10
 - — фильтрационные 18, 296
 - — материалов 58
 - Сдвиг глубокий 150, 151
 - плоский 96
 - по подошве стены 150
 - фундамента глубокий 96
 - по подошве 282, 292
 - Сейсмичность площадки 278, 339, 340
 - Сейсмостойкость основания 277, 273, 281
 - фундаментов 277, 281, 282
 - Сечение арматуры 113
 - Сжимаемость грунтов 14, 59, 237
 - Сила вдавливающая 177
 - вертикальная 110, 152, 153
 - горизонтальная 292
 - нагружающего трения 236, 265
 - нормальная 113, 286
 - — к подошве фундамента 82, 113
 - Сила перерезывающая 286
 - поперечная 119, 185, 287
 - предельного сопротивления основания 96
 - продавливающая 110, 116
 - двигающая 151, 410
 - сейсмическая 271, 286
 - трения грунта 123, 265, 351
 - — по подошве фундамента 269
 - удерживающая 151
 - фиктивная 392
 - Силикатизация 10, 244, 407
 - Система водопонизительная 430, 433, 434
 - контурная 430
 - — линейная 430
 - дренажная 430, 439
 - иглофильтровая 449
 - Скважина 240, 307, 407, 444
 - бесфильтровая 425
 - водопоглощающая 422, 424
 - водопонизительная вакуумная 408, 422, 430
 - — открытая 422, 430
 - гидрогеологическая 295
 - дренажная 309
 - лидерная 209
 - лидирующая 250
 - лучевая 424
 - наблюдательная 245, 430
 - самонизливающаяся 423, 424
 - Склон 298, 381
 - оползневой 382
 - Склон оползнеопасный 411
 - природный 342, 424
 - Скорость фильтрации 18
 - Слой грунта буферный 240, 265, 307
 - — водонепроницаемый 423
 - — безнапорный
 - — водоупорный 67, 379, 424
 - — дренирующий 241, 243, 254
 - — линейно-деформируемый 58, 85
 - — несжимаемый 66
 - — несущий 69, 265
 - — подстилающий 59, 69, 78
 - — сжимаемый 134
 - — сильносжимаемый 254
 - — уплотненный 237
 - — фильтрующий 254
 - Смесь бетонная 162, 210, 212
 - песчано-гравийная 238, 309, 425
 - Смолизация 11
 - Сооружение пространственно-жесткое 59
 - Сопротивление грунта основания 59, 290
 - — — расчетное 59, 77, 256
 - — реактивное 92
 - фильтров 439
 - Состав грунта гранулометрический 9, 10, 11, 23
 - — минералогический 9, 10, 28
 - Состояние грунта нестабилизированное 96, 104, 254
 - основания напряженное 58
 - — предельное 58, 217
 - Сочетание нагрузок 110, 127, 123
 - Способность грунта несущая 33, 69, 239
 - основания несущая 68, 263, 415
 - свая несущая 33, 217, 415
 - Среда агрессивная 184
 - линейно-деформируемая 60, 75, 87
 - Срезка грунта 329, 346
 - Сроки консолидации 254
 - Стабилизация просадки 199, 241, 242

- Стакан фундамента 39, 49, 112
 Станок буровой 402, 408, 424
 Стена в грунте 257, 377, 411
 — из сборного железобетона 330
 — консольная 147, 380
 — монолитная 379
 — несущая 187, 199, 248
 — с наклонной подошвой 147
 — подвала гибкая 118
 — — массивная 118
 — поддерживающая 329
 — подпорная гибкая незаанкеренная 147, 153
 — — массивная 147, 150, 329
 — — тонкостенная 147, 329
 — — уголкового 149, 150, 151
 — фундаментная 46, 117
 Стенка грунтовая 354
 — безанкерная 461, 463, 468
 — двуханкерная 465
 — тонкая заанкеренная 463
 — шпунтовая 69
 Степень агрессивности подземных вод 397
 Степень влажности грунта 67, 230, 307
 — водопроницаемости 18
 — замачивания 249
 — засоленности 11, 12
 — заторфованности 251, 256
 — консолидации 254, 255
 — плотности 237, 304
 — пучинистости 69, 72
 — разложения органических веществ 28, 251, 256
 — растворимости в воде скального грунта 11
 Структура грунта 9, 69
 Стык горизонтальный *54
 — петлевой 353
 — свая 157, 158
 Суглинок 59, 234, 251, 407
 Супесь 69, 179, 234, 301
 Суспензия глинистая 377, 382
 Схватывание бетонной смеси 162
 Схема двухслойного основания 237
 — основания расчетная 59, 91
 — плоского сдвига 105, 342
 — сооружения жесткая 77, 80, 268
 — — гибкая 84
 — — статическая 58, 68
 Сцепление грунта удельное 69, 95, 231
- Т**
- Тампонаж 385, 388, 390
 Текстура грунта 9
 Теория линейно-деформируемой среды 14
 — упругости 132
 — фильтрационной консолидации грунтов 256
 Теплозащита грунта 72
 Территория закарстованная 297
 — обрабатываемая 59, 267, 269
 Тип грунта 9
 — грунтовых условий 234, 238, 309
 Толща просадочная 28, 199, 231
 — основания сжимаемая 81, 136, 222
 Толщина слоя грунта 88, 234, 254
 Торф 33, 58, 156, 251
 Трамбование 13, 108, 298
 Трамбовка 237, 298, 302
 — тяжелая 234, 236, 304
 Траншея 241, 292, 379
 — компенсационная 269
 Трение внутреннее в грунте 332
 — нагружающее 236
 — негативное в лессовых грунтах 199
 Трещиностойкость конструкции 58, 93
- Труба бетонная 380, 388
 — инъекционная 355
 — тренажная асбестоцементная 418
 — — бетонная 418
 — — железобетонная 418
 — — керамическая 419
 — — чугунная 418
 — обсадная 210, 286, 402
 — пьезометрическая 422
 Трубопровод 423, 433
 — всасывающий 452
 Трубопровод распределительный 452
- У**
- Увлажнение грунтов 247, 248, 413
 Угол внутреннего трения 69, 231, 253
 — сдвига 281, 340
 Узел уплотнения 355
 Укатка грунта 13, 298, 335
 Укрепление основания 407, 410, 415
 — откоса 332
 Уплотнение взрывом 309, 310
 — глубинное 298, 307, 237
 — грунтов 34, 73, 416
 — — искусственное 78, 335
 — — послойное 301
 — — предварительным замачиванием 211
 — — поверхностное 263, 298
 Уровнепроводность 439
 Уровень подземных вод 46
 Усадка относительная 28, 249
 Усиление фундаментов 160, 407, 411
 Усилия растягивающие 270, 353
 Условия гидрогеологические 73, 245, 263
 — грунтовые 33, 68, 237, 433
 — инженерно-геологические 29, 68, 297
 Установка иглофильтровая 457
 Устойчивость грунтов 258, 282, 354
 — конструкции 58, 93
 — на опрокидывание 292, 393
 — основания 153, 168, 258
 — откосов 253, 329, 410
 — сооружения 399
 Устойчивость стен 147, 378
 Устройство водозаборное 428
 — водомерное 422
 — водоотводящее 434
 — водопонизительное 430, 434
 Уступ фундамента 44, 69, 281
 Устье скважины 411
 — тнксотропной рубашки 354
 Уширение скважины 411
 — фундамента опорное 123, 125, 126
- Ф**
- Фактор силовой 58
 Фильтр каркасно-стержневой 425, 427
 — кожуховый 425
 — сквозной 422, 423
 — трубчатый 425, 427
 Фильтрация воды 10, 18, 407
 Форшахта 354, 382, 387
 Фундамент балочного типа 217
 — безростерковый 156, 164
 — бетонный 58
 — буробетонный 56, 122, 126
 — бутобетонный 58
 — гибкий 44, 133
 — глубокого заложения 39, 95, 351
 — железобетонный 58
 — жесткий 39, 132, 269
 — из закрепленного грунта 311
 — кольцевой 258

- круглый 183
 - ленточный 29, 58, 96
 - Фундамент массивный 56, 121, 217
 - машин 216—217, 222, 223
 - мелкого заложения 39, 126
 - монолитный 41, 44, 222
 - наклоняющийся 272
 - оборудования с динамическими нагрузками 216
 - плитный 29, 56, 217
 - податливый 271, 272
 - под оборудование 160
 - прерывистый 78, 80, 82
 - рамный 217, 222, 228
 - с анкерами 126, 127, 129
 - сборно-моноплитный 223
 - сборный 41, 44, 223
 - свайный 29, 33, 241, 259
 - с промежуточной подушкой 291, 292
 - с наклонной подошвой 99, 100
 - столбчатый 29, 58, 237
 - с плоской подошвой 238, 306
 - с уширенным основанием 238, 306
 - условный 122, 177, 180
 - фиктивный 86
 - щелевой ленточный 56, 258
 - — пространственный
- Х**
- Характеристики грунта деформационные 28, 59, 249
 - — прочностные 59, 89, 301
 - — расчетные 340, 342
 - — физические 94
 - — физико-механические 76, 77, 297
- Ц**
- Цементация грунта 11, 407, 410
 - фундамента 411
 - Цементогрунт 39, 40, 43
- Ч**
- Часть фундамента плитная 49—52, 110, 116
 - Число пластичности 230, 309, 385
- Ш**
- Шаг иглофильтров 451
 - свай 198
 - тяг анкерных 429
 - Шахта 330, 429
 - Шлам буровой 210, 212
 - Шов армированный 49, 257
 - деформационный 238, 294, 377
 - осадочный 258, 265, 281
 - скольжения 269, 271
 - температурно-усадочный 68
 - температурный 52
 - усадочный 223
 - Шпунт деревянный 147, 458
 - из прокатного профиля 458
 - железобетонный 147, 458
 - металлический 147, 377, 458
 - Штамп 345
 - Шурф опытный 308
- Щ**
- Щебень 99, 238, 355
 - Щит деревянный 354
 - металлический 354
 - опалубочный 353
- Э**
- Эжекторы 425, 452
 - Экран водонепроницаемый 237, 238,
 - Экранирование поверхности 230, 243, 247
 - Эксцентриситет нагрузки 184, 283, 284
 - эпюры предельного давления 283, 285
 - Электроосмос 416
 - Эпюра активных сил 390
 - давления 132, 148, 155
 - деформаций 392
 - контактных давлений 83
 - моментов 155, 392
 - пассивных сил 390
 - предельного давления 283, 284
 - Эрлифт 212
 - Эффект экономический 34, 166
- Я**
- Ядро сечения 268

*Михаил Иванович Горбунов-Посадов, Вячеслав Александрович Ильичев,
Павел Александрович Коновалов, Владимир Иванович Крутов, Михаил Ильич Смородинов,
Евгений Андреевич Сорочан, Борис Васильевич Бахолдин, Равиль Хусаинович Валеев,
Альберт Валентинович Вронский, Ольга Ивановна Игнатова, Лев Геннадиевич Мариупольский,
Борис Сергеевич Смолин, Александр Семенович Снарский, Анатолий Николаевич Токин,
Юрий Григорьевич Трофименков, Борис Сергеевич Федоров, Алексей Иванович Юшин,
Виталий Кузьмич Демидов, Леонид Иллоторович Иванов, Владимир Михайлович Казанцев,
Николай Константинович Комьков, Юрий Владимирович Лабзов, Евгений Федорович Лаш,
Григорий Матусевич Лешин, Виктор Алексеевич Михальчук, Моисей Лазаревич Моргулис,
Роберт Евгеньевич Халин, Борис Николаевич Фомин, Анатолий Владимирович Шапиро*

Основания, фундаменты и подземные сооружения

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. В. Соболева
Редактор Г. А. Лебедева
Мл. редактор Н. И. Романова
Технический редактор Н. В. Высотина
Корректор Е. А. Степанова

ИБ № 3161

Сдано в набор 22.05.85. Подписано в печать 20.09.85. Формат 70×108_{1/16}. Бумага тип. № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 42. Усл. кр.-отт. 42. Уч.-изд. л. 56,81. Тираж 58 000 экз. (1-й завод 1—20 000 экз.) Изд. № АХ-9768. Заказ 213. Цена 3 р. 50 к.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли, 600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7