



**Центральный научно-исследовательский и
проектный институт жилых и общественных зданий**

ЦНИИЭП жилища

РЕКОМЕНДАЦИИ

по расчету и конструированию сборных
сплошных плит перекрытий жилых
и общественных зданий

Москва - 2005 г.

УТВЕРЖДЕНЫ

Председателем Научно-технического совета,
генеральным директором института,
д.т.н. С.В. Николаевым (протокол № 3 от 18 мая 2005 г.)

Автор - д.т.н. В.С. Зырянов

Настоящие Рекомендации разработаны в развитие [СНиП 52-01-2003](#) и [СП 52-101-2003](#) и содержат методы расчета и конструирования сплошных сборных железобетонных плит перекрытий и покрытий жилых и общественных зданий. Приведены расчеты плит на действие эксплуатационных нагрузок и на монтажные воздействия. Методика расчетов иллюстрируется примерами.

Содержание

[Основные буквенные обозначения](#)

[Введение](#)

[1. Общие положения](#)

[2. Расчет прочности](#)

[Подбор арматуры при равномерной нагрузке](#)

[Проверка прочности при равномерной нагрузке](#)

[Особенности расчета прочности при неравномерной нагрузке](#)

[Расчет прочности с учетом краевой нагрузки](#)

[3. Расчет плит по предельным состояниям второй группы](#)

[Сочетания нагрузок](#)

[Проверка по образованию трещин при равномерной нагрузке](#)

[Расчет прогибов при отсутствии трещин при равномерной нагрузке](#)

[Расчет прогибов при наличии трещин при равномерной нагрузке](#)

[Проверка раскрытия трещин при равномерной нагрузке](#)

[Особенности расчета прогибов и раскрытия трещин при неравномерной нагрузке](#)

[Расчет прогибов и раскрытия трещин с учетом краевой нагрузки](#)

[4. Расчет плит на монтажные воздействия](#)

[5. Особенности конструирования плит](#)

[6. Примеры расчета](#)

[Приложение ПАРАМЕТРЫ ВИРТУАЛЬНЫХ РАБОТ ЛОКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК](#)

[Литература](#)

Основные буквенные обозначения

Геометрические характеристики

l_1 - короткий пролет плит, опертых по контуру, и пролет вдоль свободного края плит, опертых по трем сторонам (см; м);

l_2 - пролет в перпендикулярном к l_1 направлении (см; м);

λ - отношение пролетов l_2/l_1 ;

h - толщина плиты (см);

γ - относительная гибкость $\gamma = l_2/h$.

Характеристики армирования

A_{s1} - суммарная площадь арматуры вдоль пролета l_1 (см^2);

A_{s2} - то же, вдоль пролета l_2 (см^2);

a_{s1} , a_{s2} - площади арматуры, соответствующие A_{s1} и A_{s2} , на 1 м сечения плиты (см^2);

A_{s11} - часть арматуры A_{s1} , пересекающая сечение плиты EF (см^2);

A_{s12} - то же, пересекающая остальную часть сечения 1-1 (см^2);

a_{s11} , - площади арматуры, соответствующие A_{s11} и A_{s2} ,

a_{s12} , на 1 м сечения плиты (см^2);

φ_c - коэффициент концентрации арматуры у центра плиты, опертой по контуру, или у свободного края плиты, опертой по трем сторонам;

h_{o1} , h_{o2} - рабочие высоты арматуры соответственно A_{s1} и A_{s2} .

Нагрузки

а) Равномерно распределенные по площади (кПа)

Нормативные:

q_w - от собственного веса;

q_{s1} - от веса панельных перегородок, санкабин и др., передаваемые до защемления перекрытий в стенах;

q_{r1} - от веса мелкоштучных перегородок, санузлов "россыпью", конструкций пола и др., передаваемые после защемления перекрытий в стенах;

q_t - временная полная;

q_{tl} - временная пониженная;

q_n - полная;

q_l - длительная.

Расчетные:

q - по прочности;

q_{ij} - по деформациям.

б) Линейные (кН/м)

p_i - действующие аналогично q_i .

в) Сосредоточенные (кН)

P_i - тоже.

Действующие усилия:

M_{sp} - изгибающий момент в пролете на .1 м от нормативной нагрузки в сечении 1-1 в центре при опирании. по контуру и у свободного края при опирании по трем сторонам;

M_{sup} - то же, в опорных сечениях;

m - отношение максимальных моментов на 1 м сечений, нормальных к пролетам l_2 и l_1 , $m = m_2/m_1$;

α_i - справочные коэффициенты для определения моментов M_i в упругой стадии.

Внутренние усилия

\check{M}_1 - предельный момент усилий в арматуре, пересекающей сечение EF, относительно приведенного центра тяжести сжатой зоны деформированной плиты (кНм);

\check{M}_2 - то же, обобщенный момент усилий в арматуре, пересекающей сечения AE, BF, CF, DE (кНм);

\overline{M}_1 - предельный момент усилий в арматуре, пересекающей сечение 1-1, для недеформированной схемы (кНм);

\overline{M}_2 - то же, в сечении 2-2 (кНм);

K_{sp} - коэффициент, учитывающий повышение прочности при расчете плит, опертых по контуру, с учетом пространственной работы;

K_c - коэффициент, учитывающий эффект концентрации арматуры у свободного края плит, опертых по трем сторонам;

x_i - высоты сжатых зон (см);

d - расстояние от верха недеформированной плиты до центра тяжести сжатой зоны деформированной плиты (см);

Z_i - плечи внутренних сил (см);

M_{crc} - момент трещинообразования (кНм);

N_{si} - равнодействующие усилий в арматуре i -го направления (кН).

Несущая способность (кПа)

q_{ult} - предельная нагрузка по прочности;

$q_{ult,2}$ - то же, при характеристиках материалов, соответствующих расчету по предельным состояниям второй группы.

Трещиностойкость (кПа)

q_{crc} - нагрузка в момент образования трещин;

q_{crc}^s - то же, при свободном (шарнирном) опирании.

Прогибы

f - прогиб от нормативной нагрузки (см);

$f_{сгс}$ - прогиб перед образованием трещин (см);

f_{ult} - прогиб в предельном состоянии по прочности (см);

$f_{ult,2}$ - то же, при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы (см);

$\frac{1}{r_{из}}$

$r_{из}$ - кривизна сечений АЕ...ДЕ в предельном состоянии по прочности (1/см);

$\frac{1}{r_{из,2}}$

$r_{из,2}$ - то же, при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы (1/см);

$K_{Г}$ - коэффициент, учитывающий влияние защемления опорного контура на $f_{ult,2}$;

K_f - коэффициент, учитывающий отличие значения $f_{ult,2}$ в центре плит, опертых по контуру, и в середине свободного края плит, опертых по трем сторонам, от значения $f_{ult,2}$ в точках пересечения линий излома;

β_i - справочные коэффициенты для определения прогиба плит в упругой стадии;

α - отношение модулей упругости арматуры и бетона;

ξ_{ult} - относительная высота сжатой зоны в сечениях АЕ...ДЕ в предельном состоянии по прочности;

$\xi_{ult,2}$ - то же при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы;

$\xi_{сгс}$ - относительная высота сжатой зоны после образования трещин.

Введение

Перекрытия в жилых и общественных зданиях в большинстве случаев выполняются из сплошных железобетонных плит размером на комнату или на половину конструктивной ячейки, опертых по контуру или трем сторонам и работающих в двух направлениях.

В ЦНИИЭП жилища разработаны новые эффективные методы расчета таких плит, позволяющие снижать расход материалов.

В частности, для плит, опертых по контуру, учитывается их пространственная работа, т.е. изменение геометрии в процессе деформирования и увеличение в связи с этим плеч и моментов внутренних сил в расчетных сечениях за счет прогибов; метод позволяет также с выгодой учитывать концентрацию арматуры у центра и разрежение у концевых участков плиты.

У плит, опертых по трем сторонам, предусмотрены отдельные расчетные схемы для случаев отношений пролетов $\lambda = l_1/l_2 \geq 0,5$ и $< 0,5$ в соответствии с действительными схемами излома; при этом учитывается эффективность концентрации арматуры у свободного края.

Разработана методика учета локальных нагрузок от санузлов, вентблоков, несущих наружных стен и др.

Учитывается положительное влияние защемления плит стенами, что принимается во внимание при расчетах по предельным состояниям второй группы.

На основании результатов исследований регламентируются увеличенные расстояния между стержнями рабочей арматуры.

Эффективность и надежность разработанных методов расчета подтверждены многочисленными опытами, проведенными как в лабораторных условиях, так и на натуральных образцах плит перекрытий наиболее распространенных серий жилых и общественных зданий.

Расчеты плит по новым методам прошли широкую апробацию во многих проектных организациях.

В настоящих Рекомендациях наиболее важными дополнениями являются:

- упрощенный вариант расчета прочности плит, опертых по контуру, с учетом пространственной работы;

- методика подбора арматуры и проверки прочности плит, опертых по трем сторонам, при наличии краевой нагрузки от несущих наружных стен;
- уточненные способы расчета прогибов в стадии после образования трещин и ширины раскрытия трещин;
- расширение диапазона расстояний между стержнями рабочей арматуры по сравнению с действующими нормативными документами;
- уточненные рекомендации по конструированию рабочей арматуры плит, опертых по контуру и трем сторонам.

Расчетные предпосылки и формулы представлены для плит, свободно опертых на недеформируемые опоры, а также защемленных на опорах стенами, в частности, в платформенных стыках.

Свободно опертыми считаются плиты, у которых имеющиеся по краям связи относительно слабые, и их работой можно пренебречь. К таким связям можно отнести, например, анкерные стержни, соединяющие соседние плиты в зданиях из сборного железобетона, силы трения на опорах, вызываемые нагрузкой только на рассматриваемое перекрытие, а при определенных условиях и более сложные типы связей.

Так, исследованиями установлено, что глубина площадок опирания плит на стены и толщина растворных швов недостаточно стабильны, поэтому не рекомендуется учитывать сопротивление защемления изгибу при расчете по предельным состояниям первой группы. Такие плиты при расчете по прочности считаются условно свободно опертыми. По статической схеме свободное опирание эквивалентно опиранию на подвижные шарниры.

При расчете по деформациям защемление перекрытий в стенах от части нагрузок учитывается без снижения надежности их работы.

Расчет на действие поперечных сил в Рекомендациях не рассматривается и должен производиться по $1/2-4 1/2$.

Основные расчетные положения, характеристики материалов и термины приведены в соответствии с действующими нормативными документами $1/2-4 1/2$.

1. Общие положения

1.1. Рекомендации распространяются на проектирование железобетонных перекрытий жилых и общественных зданий из бетона класса по прочности на сжатие В15 и выше.

1.2. Временные нагрузки на плиты и коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f принимаются по СНиП [1], постоянные нагрузки - по проекту. Все нагрузки и рассчитываемые в функции от них усилия и деформации умножаются на коэффициент надежности по ответственности здания γ_n [1].

1.3. При расчете по предельным состояниям первой группы (по прочности) моменты защемления на опорах не учитываются, и плиты рассчитываются как свободно опертые. Углы плит, опертых по контуру и трем сторонам, считаются закрепленными от подъема, что соответствует положению плит в реальных зданиях на всех этажах.

1.4. При расчете по предельным состояниям второй группы (трещиностойкость, раскрытие трещин, прогибы) защемление плит стенами от части нагрузок учитывается при применении раствора швов проектной марки «100» и выше.

2. Расчет прочности

Подбор арматуры при равномерной нагрузке

2.1. В плитах, опертых по контуру (рис.1), с отношением

пролетов $\lambda = l_2/l_1 \leq 3$ при равномерно распределенной по площади нагрузке q необходимая площадь рабочей арматуры определяется по (2.1), (2.2):

$$A_{s1} = \frac{(3\lambda - 1)\lambda q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_{sp}}{24(\lambda + m) \cdot R_{s1} \cdot h_{01}}, \quad (2.1)$$

$$A_{s2} = \frac{(3\lambda - 1)mq \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_{sp}}{24(\lambda + m) \cdot R_{s2} \cdot h_{02}}; \quad (2.2)$$

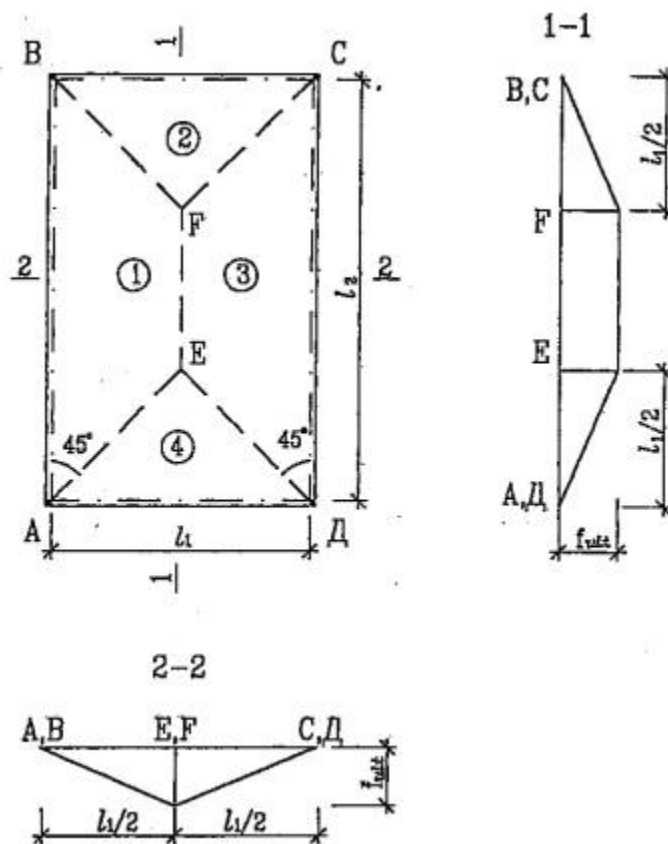


Рис. 1. Расчетная схема плиты, свободно опертой по контуру;

— — - линии излома; 1-4 - диски; — · — оси опор;

f_{inf} - прогиб точек E и F в предельном состоянии

где: q - полная расчетная нагрузка на единицу площади плиты;

A_{s1} и A_{s2} - суммарные площади арматуры, пересекающей сечения 1-1 и 2-2 соответственно в коротком и длинном направлениях;

R_{s1} и R_{s2} - расчетные сопротивления арматуры соответственно A_{s1} и A_{s2} ;

h_{01} и h_{02} - рабочие высоты арматуры A_{s1} и A_{s2} ;

$\lambda = l_2/l_1$ - отношение длинного l_2 и короткого l_1 расчетных пролетов;

m - коэффициент, определяемый по графикам на [рис. 2](#);

K_{sp} - коэффициент, учитывающий влияние пространственной работы и концентрации арматуры в центре плит, определяемый по графикам на [рис. 3](#);

2.2. В плитах, опертых по трем сторонам ([рис. 4](#)), при равномерно распределенной нагрузке q необходимая площадь рабочей арматуры определяется по (2.3) - (2.6):

$$A_{s1} = \frac{(6\lambda - 1)\lambda q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_c}{24(2\lambda + m) \cdot R_{s1} \cdot h_{01}}; \quad (2.3)$$

$$A_{s2} = \frac{(6\lambda - 1)m q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_c}{24(2\lambda + m) \cdot R_{s2} \cdot h_{02}}; \quad (2.4)$$

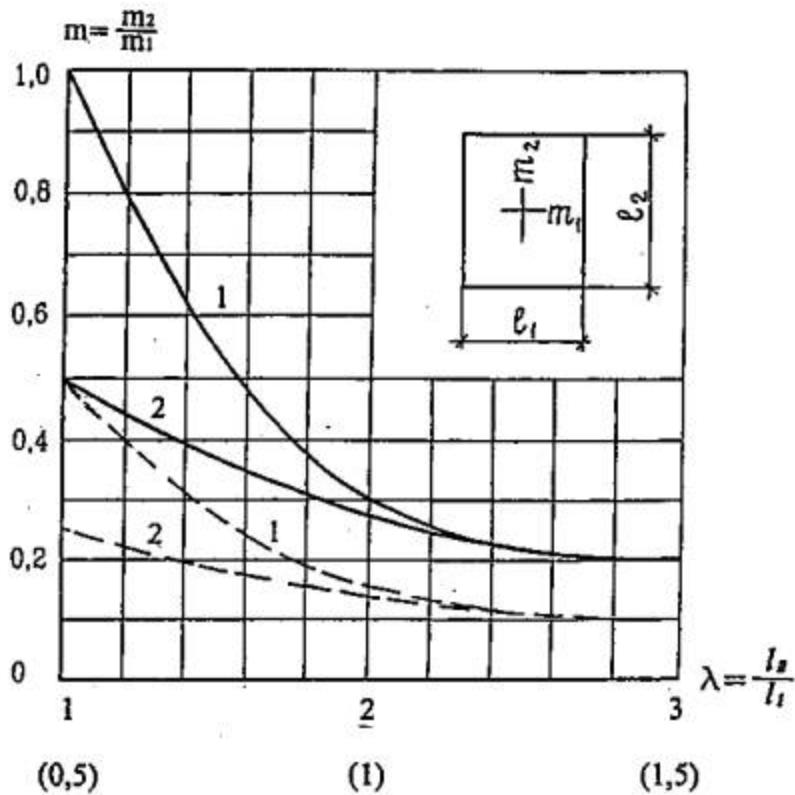


Рис. 2. Зависимости m от λ в плитах, свободно опертых:

1 - по контуру; 2 - по трем сторонам:

— теоретические при работе в упругой стадии (m_1 и m_2 - максимальные единичные моменты); --- нижние допустимые пределы m для подбора арматуры; λ в скобках - для плит, опертых по трем сторонам; при $\lambda < 0,5 \rightarrow m = \lambda$, а для нижних пределов $m = \lambda/2$

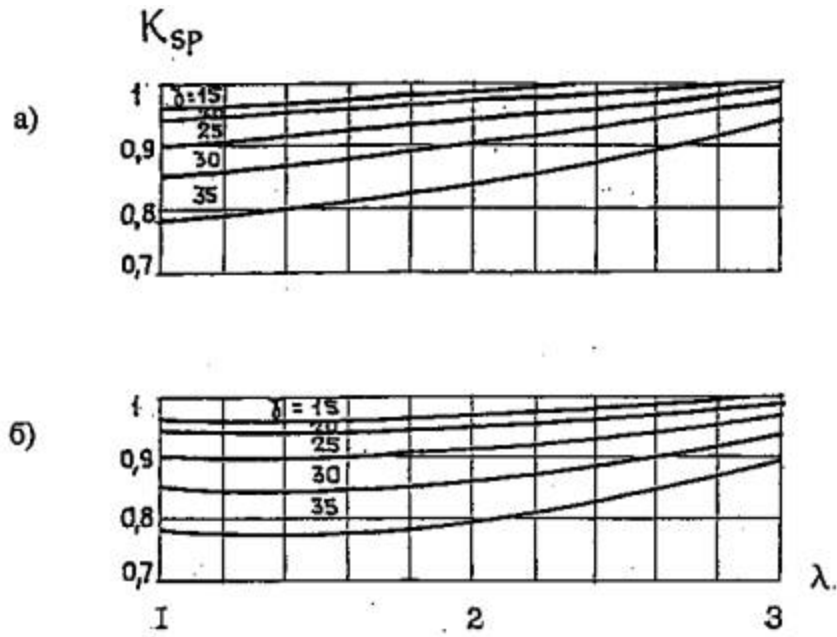


Рис. 3. Зависимости коэффициента K_{sp} от λ и γ в плитах, опертых по контуру;
а - при равномерном армировании; б - с концентрацией арматуры A_{sI} у центра
с коэффициентом $\varphi_c = a_{s11} / a_{s12} = 2$; $\lambda = l_2 / l_1$; $\gamma = l_1 / h$

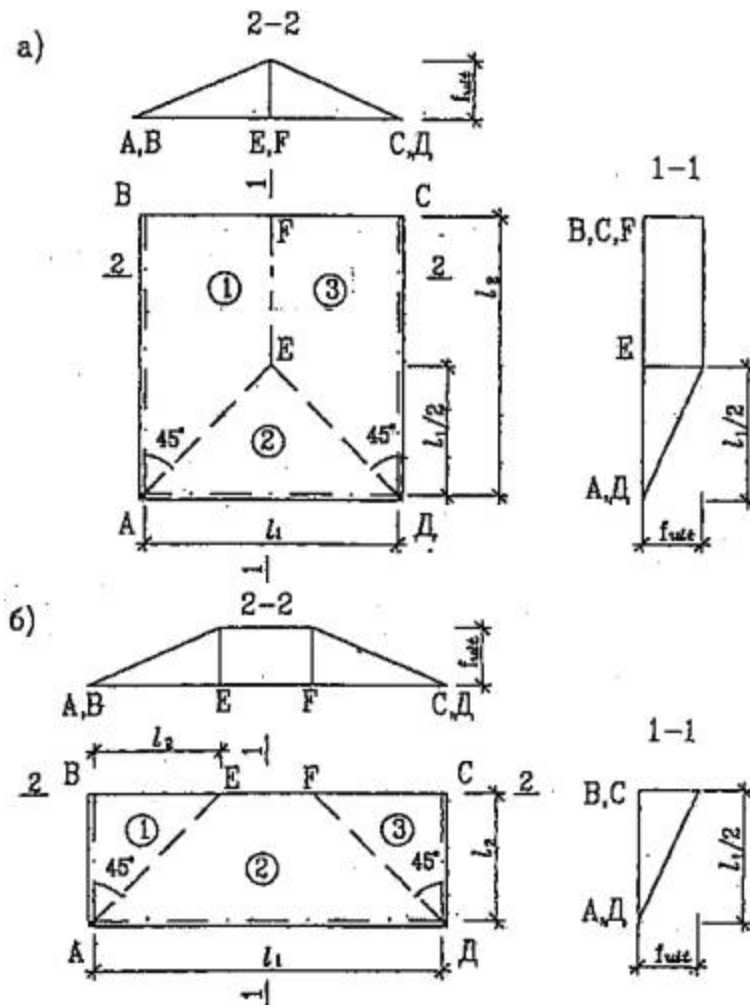


Рис. 4. Расчетные схемы плит, опертых по трем сторонам (BC - свободный край):

а - при $\lambda \geq 0,5$; б - при $\lambda < 0,5$; остальные обозначения - по рис. 1

при $\lambda < 0,5$

$$A_{31} = \frac{(3 - 2\lambda)\lambda^2 q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_c}{12(1 + m) \cdot R_{31} \cdot h_{01}}; \quad (2.5)$$

$$A_{s2} = \frac{(3 - 2\lambda)\lambda m q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_c}{12(1 + m) \cdot R_{s12} \cdot h_{02}}; \quad (2.6)$$

где A_{s1} и A_{s2} - суммарные площади арматуры, направленной соответственно параллельно и перпендикулярно к свободному краю;

$\lambda = l_2/l_1$ - отношение расчетных пролетов: перпендикулярного l_2 и параллельного l_1 к свободному краю;

K_c - коэффициент, учитывающий эффект концентрации арматуры A_{s1} у свободного края, в зависимости от коэффициента концентрации φ_c .

Коэффициент φ_c при вариантах армирования по [рис. 21](#), в или г определяется соответственно:

$$\varphi_c = l + 2A_{sl}^{ed}/A_{sl}^{un}; \quad (2.7)$$

$$\varphi_c = A_{sl}^{ex}/A_{sl}^{int},$$

где

A_{sl}^{ed} - сечение арматуры, расположенной непосредственно у свободного края;

A_{sl}^{un} - сечение арматуры, распределенной равномерно по всей плите;

A_{sl}^{ex} - суммарное сечение арматуры на половине плиты, ближней к наружной стене;

A_{sl}^{int} - то же, на остальной половине.

В качестве граничных значений K_c в функции от φ_c принимаются:

$$K_c \begin{cases} 1 & \text{при } \varphi_c = 2; \\ 1,1 + 0,1(\lambda - 0,5) & \text{при } \varphi_c = 1; \end{cases} \quad (2.8)$$

промежуточные значения K_c в интервале $1 < \varphi_c < 2$ определяются по линейной интерполяции.

Остальные обозначения в (2.3) - (2.6) те же, что и в (2.1), (2.2).

При $\lambda > 1,5$ подбор арматуры полосы у края ВС (см. рис. 4, а) шириной $v = l_2 - 1,5 l_1$ производится как балочной плиты пролетом $l_1/4$, остальной части плиты - по (2.3), (2.4), как плиты, опертой по трем сторонам. При этом арматуру суммарной площадью A_{s1} рекомендуется располагать согласно [рис. 21](#).

2.3. Арматура плит, опертых по двум сторонам (балочных), подбирается согласно [4].

Проверка прочности при равномерной нагрузке

2.4. Прочность опертых по контуру прямоугольных плит с отношением пролетов $\lambda \leq 3$ при равномерно распределенной по площади нагрузке q считается обеспеченной, если

$$q \gamma_n \leq \frac{24(\tilde{M}_1 + \tilde{M}_2)}{l_1^2(3 \cdot l_2 - l_1)} = q_{ult}, \quad (2.9)$$

где

\tilde{M}_1 - предельный момент усилий в арматуре, пересекающей сечение EF (см. [рис. 1](#)), относительно приведенного центра тяжести сжатой зоны, определенного с учетом увеличения плеч сил за счет прогиба плиты;

\tilde{M}_2 - предельный обобщенный момент усилий в арматуре, пересекающей сечения AE, BF, CF и DE:

$$\vec{M}_1 = R_{s11} A_{s11} Z_1; \quad (2.10)$$

$$\vec{M}_2 = R_{s12} A_{s12} Z_{12} + R_{s2} A_{s2} Z_2$$

где R_{s11} ; A_{s11} - соответственно расчетные сопротивления и площади сечения арматуры в направлении l_1 на участке EF;

R_{s12} ; A_{s12} - то же, на остальной части сечения 1-1; при этом $A_{s1} = A_{s11} + A_{s12}$;

R_{s2} ; A_{s2} - то же, в сечении 2-2;

Z_1 - плечи внутренних сил:

$$Z_1 = h_{01} + f_{ult} - d;$$

$$Z_{12} = h_{01} + 0,5 f_{ult} - d; \quad (2.11)$$

$$Z_2 = h_{02} + 0,5 f_{ult} - d,$$

где f_{ult} - прогиб в предельном состоянии;

d - расстояние от верха недеформированной плиты до центра тяжести сжатой зоны деформированной плиты, определяемое по (2.19).

При равномерном армировании в обоих направлениях в (2.10) вместо $R_{s11} \cdot A_{s11}$ и $R_{s11} \cdot A_{s11}$ подставляются соответственно величины

$$R_{s11} \cdot A_{s11} = R_{s1} A_{s1} (1 - 1/\lambda); \quad R_{s12} \cdot A_{s12} = R_{s1} \cdot A_{s1} / \lambda. \quad (2.12)$$

2.5. Прогиб f_{ult} в предельном состоянии равен

$$f_{ult} = 0,141(1/r_{ult}) l_1^2, \quad (2.13)$$

где

$$\frac{1}{r_{ult}} = \frac{2R_{s1}}{k_{01}E_{s1}} \left(1 + \frac{1,1\mu\alpha}{\xi_{ult}} \right) \quad (2.14)$$

В (2.14):

$$\alpha = E_{s1}/E_B; \quad (2.15)$$

$$\mu = \frac{1}{200} \left(\frac{\alpha_{s12}}{k_{01}} + \frac{\alpha_{s2}}{k_{02}} \right); \quad (2.16)$$

$$\xi_{ult} = 0,1 + 0,5\mu \cdot R_{s1}/R_B;$$

α_{s12} - площадь арматуры на 1 м сечения 1-1, за исключением части EF; при равномерном армировании $\alpha_{s12} = \alpha_{s1}$;

α_{s2} - то же, сечения 2-2.

Полученное по (2.13) значение f_{ult} не должно превышать предельных значений f_{ult}^{lim} , ограничиваемых условием

$$f_{ult} \leq f_{ult}^{lim} = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \gamma^2 \cdot l_1, \quad (2.18)$$

где $\gamma = l_1/h$ - относительная гибкость.

Значение d в (2.11)

$$d = (f_{ult} + x)/3, \quad (2.19)$$

где

$$x = \sum N_{si} / (R_s \cdot l_1) \quad (2.20)$$

$$\sum N_{si} = R_{s1} A_{s1} + R_{s2} A_{s2}. \quad (2.21)$$

2.6. Допускается проверять прочность свободно опертых по контуру плит по (2.22)

$$q \gamma_n \leq \frac{24(\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{l_1^2(3l_2 - l_1)K_{sp}} = q_{ult}, \quad (2.22)$$

где

\bar{M}_1 и

\bar{M}_2 - предельные моменты усилий в арматуре, пересекающей соответственно сечения 1-1 и 2-2 (см. [рис. 1](#)):

$$\bar{M}_1 = R_{s1}A_{s1}(h_{01} - 0,5x_1); \bar{M}_2 = R_{s2}A_{s2}(h_{02} - 0,5x_2), \quad (2.23)$$

где x_1 и x_2 - высоты сжатых зон в сечениях 1-1 и 2-2:

$$x_1 = \frac{R_{s1}A_{s1}}{R_c l_2}; x_2 = \frac{R_{s2}A_{s2}}{R_c l_1}. \quad (2.24)$$

Остальные обозначения те же, что в (2.1), (2.2).

2.7. Прочность плит, свободно опертых по трем сторонам, при равномерно распределенной нагрузке q считается обеспеченной, если выполняются условия:

при $\lambda \geq 0,5$

$$q \gamma_n \leq \frac{24(\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{l_1^2(6l_2 - l_1)K_c} = q_{ult}, \quad (2.25)$$

при $\lambda < 0,5$

$$q \gamma_n \leq \frac{12(\bar{M}_1 + \lambda \bar{M}_2)}{l_1^2(3l_1 - 2l_2)K_c} = q_{ult}, \quad (2.26)$$

где

$\bar{M}_{1и}$

\bar{M}_2 - определяются по (2.23).

Остальные обозначения те же, что в (2.3)-(2.6).

2.8. Прочность плит, опертых по двум сторонам (балочных), проверяется согласно [3,4].

Особенности расчета прочности при неравномерной нагрузке

2.9. Для плит, опертых по контуру и трем сторонам, при наличии нескольких локальных нагрузок различной интенсивности q_1, q_2, \dots, q_i на площадях A_1, A_2, A_i , линейных нагрузок P_1, P_2, \dots, P_i протяженностью $l_1, l_2 \dots l_i$ и сосредоточенных нагрузок P_1, P_2, \dots, P_i (рис. 5; 6) от санузлов, вентблоков, тяжелых перегородок и др. в случаях, когда можно пренебречь асимметрией линий излома, т.е. для большинства перекрытий жилых и общественных зданий, нагрузки приводятся, кроме особых случаев (см. п.п. 2.11; 2.12) к эквивалентной равномерно распределенной по площади

$$q_3^{loc} = \frac{\sum (q_i V_i + p_i A_i + P_i w_i)}{V}, \quad (2.27)$$

где $V_i; A_i, w_i$ - объемы, площади и ординаты фигур, образующихся под соответствующими нагрузками при вертикальном перемещении точек Е и F на безразмерную единицу (см. рис. 5; 6; прилож. 1);

V - объем тела, образующегося под всей плитой при том же перемещении точек Е и F:

для плит, опертых по контуру

$$V = l_1 (3 l_2 - l_1) / 6; \quad (2.28)$$

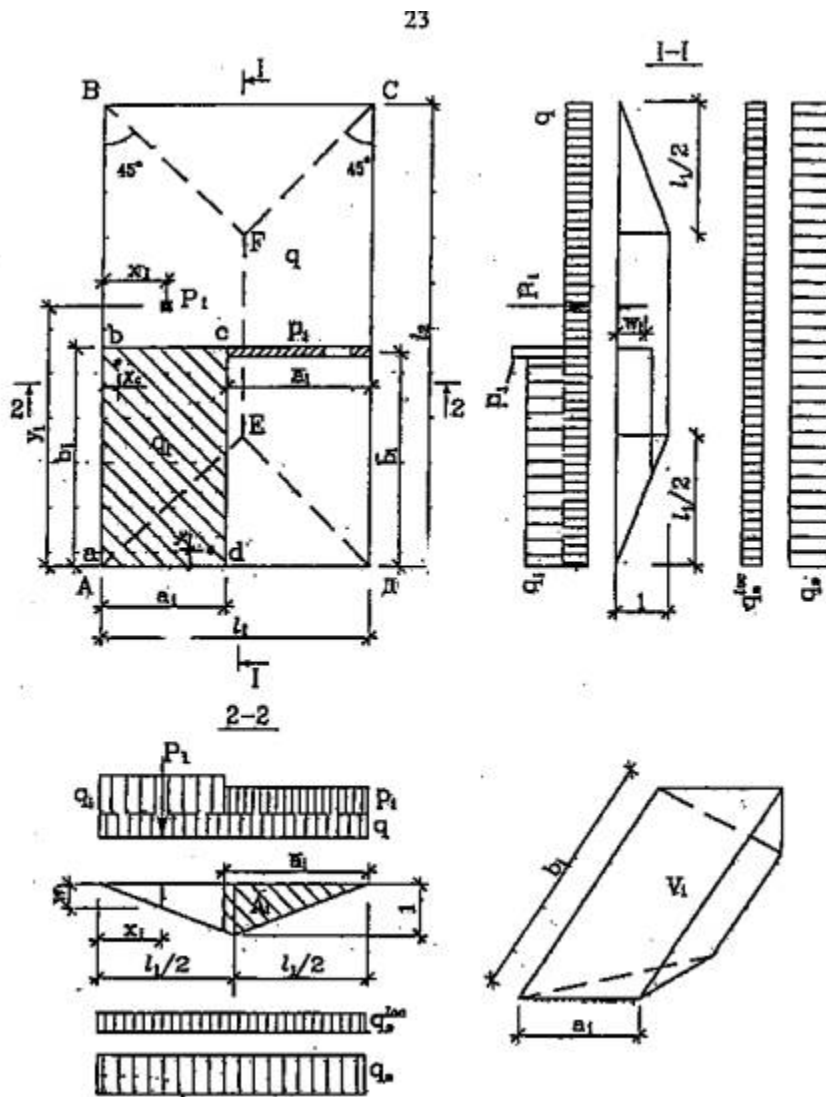


Рис. 5. Схема определения эквивалентной нагрузки в плитах, опертых по контуру:

локальные нагрузки: q_i - распределенные по площадям; p_i - линейные; P_i - сосредоточенные; V_i, A_i, w_i - объемы, площади и перемещения под нагрузками q_i, p_i, P_i

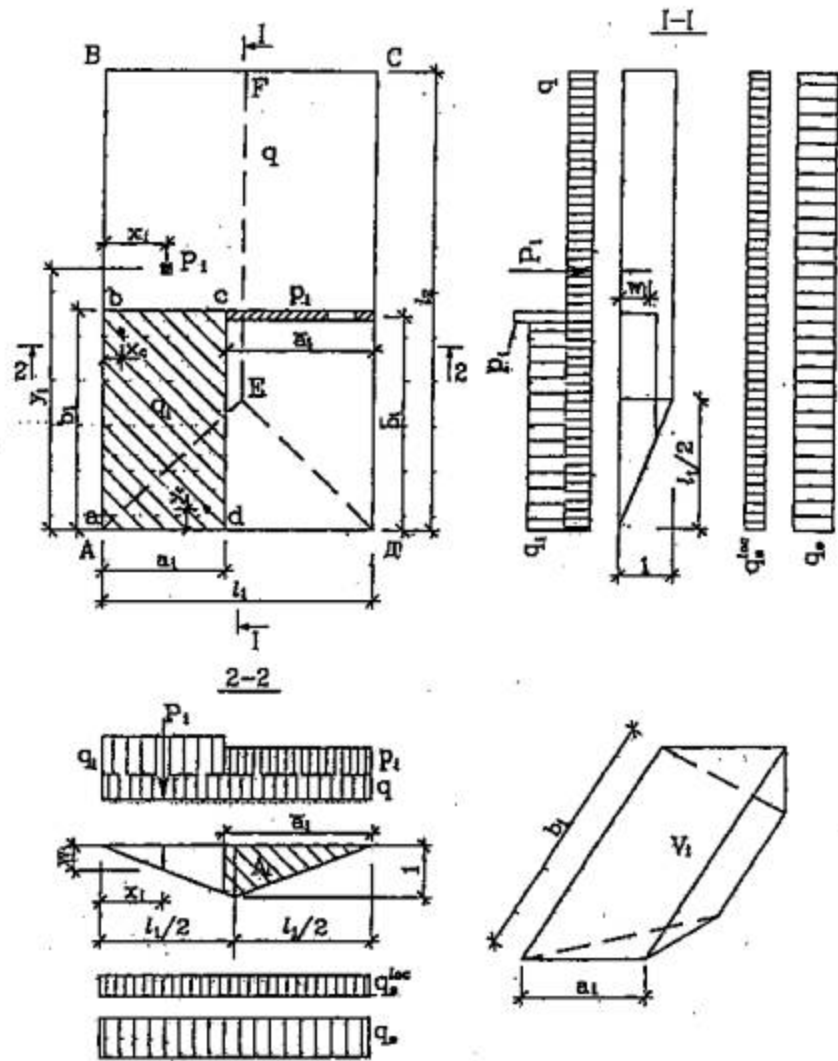


Рис. 6. Схема определения эквивалентной нагрузки в плитах, опертых по трем сторонам, при локальных нагрузках, удаленных от свободного края BC:

обозначения локальных нагрузок по рис. 5

для плит, опертых по трем сторонам:

при $\lambda \geq 0,5$

$$V = l_1 (6 l_2 - l_1) / 12; \quad (2.29)$$

при $\lambda < 0,5$

$$V = l_2 (3 l_1 - l_2) / 6; \quad (2.30)$$

Нагрузка $q_{\text{э}}^{\text{loc}}$ суммируется с нагрузкой q

$$q_{\text{э}} = q + q_{\text{э}}^{\text{loc}} \quad (2.31)$$

Эта результирующая эквивалентная нагрузка подставляется вместо q при подборе арматуры в правую часть (2.1) - (2.6), а при проверке прочности - в левую часть (2.9), (2.22), (2.25), (2.26).

2.10. Локальная нагрузка от санкабины объемно-блочной конструкции должна передаваться в ее углах в виде сосредоточенных сил, величины которых допускается принимать равными 1/4 веса кабины. Если кабина располагается в опертом углу плиты (см. [рис. 5](#); [6](#), т. А) и известно положение ее центра тяжести, рекомендуется передавать нагрузку от веса кабины в точках "в" и "d", отстоящих от расчетных осей опирания плиты на стены на расстояниях:

$$x_c + \sqrt{2}e_c; y_c + \sqrt{2}e_c, \quad (2.32)$$

где x_c и y_c - расстояния от указанных осей до мест передачи равнодействующих веса кабины на плиту, т.е. до точек "в" и "d";

e_c - расстояние от центра тяжести кабины до оси

в - d (при расположении центра тяжести на оси в - d, а также между этой осью и опертым углом плиты "А" принимается $e_c = 0$).

Интенсивность работы внешних сил, т.е. двух равнодействующих, приложенных в точках "в" и "д", при единичных перемещениях точек E и F составляет

$$W_c = 2P_c \frac{x_c + y_c + \sqrt{2}e_c}{l_1}, \quad (2.33)$$

где P_c - расчетный вес кабины.

Величину W_c следует подставлять в числитель правой части (2.27), суммируя ее с другими членами.

2.11. У плит, опертых по трем сторонам, при равномерно распределенных локальных нагрузках большей интенсивности q_i^{loc} у свободного края ВС, чем на остальной части плиты (рис. 7), при условии

$$B_{i,max}^{loc} \leq l_2 - 0,5 l_1, \quad (2.34)$$

а также сосредоточенных нагрузках P_i^{loc} при условии

$$y_i^{loc} \leq l_2 - 0,5 l_1, \quad (2.35)$$

нагрузки следует приводить к эквивалентным равномерно распределенным по площади раздельно: на участке шириной $v_1 = v_{i,max}^{loc}$ у свободного края по (2.31),

$$q_i^{loc} = 8 \sum M_i^{loc} / l_1^2, \quad (2.36)$$

M_i^{loc} - балочный момент |6| от i -й локальной нагрузки; на участке шириной $v_2 = l_2 - v_1$ у края АД - по (2.27) - (2.33).

Подбор арматуры и проверку прочности на участке шириной v_1 следует производить по [3,4] как для плит с балочным опиранием, а на участке v_2 - по (2.3), (2.4) и (2.25).

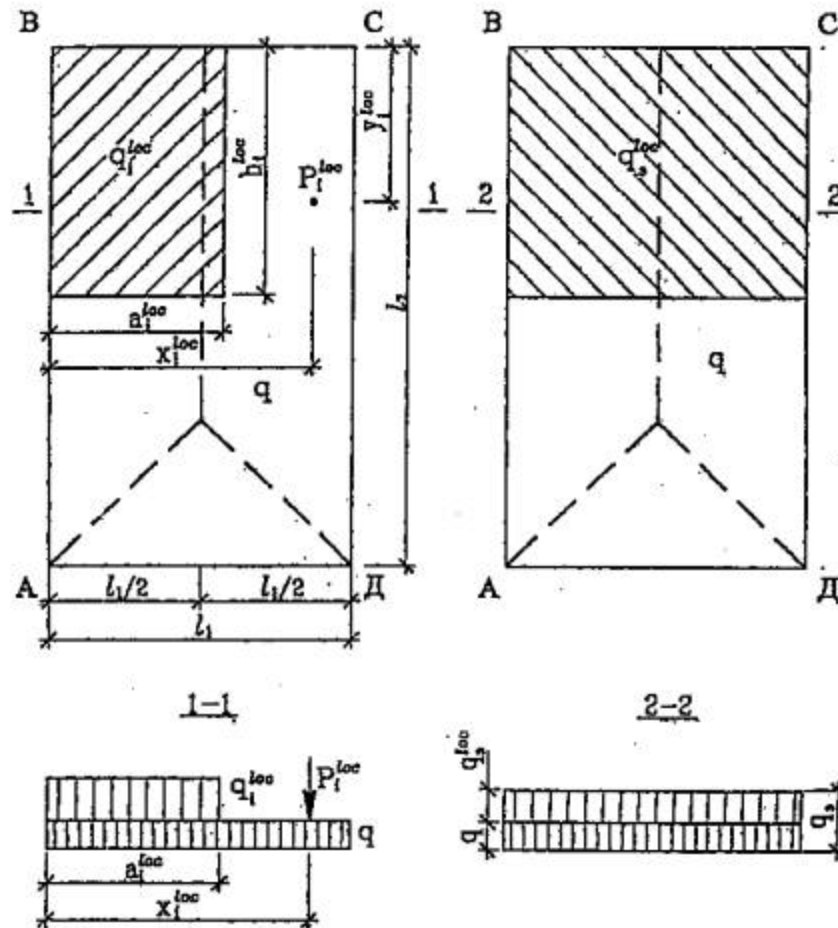


Рис. 7. Схема определения эквивалентной нагрузки в плитах, опертых по трем сторонам, при локальных нагрузках вблизи свободного края ВС:

обозначения локальных нагрузок - по рис. 5

Расчет прочности с учетом краевой нагрузки

2.12. В жилых и общественных зданиях краевая нагрузка на плиты перекрытий при опирании их по трем (реже двум) сторонам создается в основном несущими (навесными) наружными стенами. Она передается на плиту у ее свободного края (рис. 8) через простенки и подоконную часть в виде сосредоточенных и линейных локальных нагрузок различной интенсивности. При расчете прочности все краевые нагрузки P_1^{ed} и p_1^{ed} приводятся к эквивалентной линейной

$$p_3^{ed} = 8 \sum M_i^{ed} / l_1^2, \quad (2.37)$$

где M_1^{ed} - балочные моменты [6] от i -х краевых нагрузок.

2.13. Подбор рабочей арматуры плит, опертых по трем сторонам, при совместном действии равномерно распределенных по площади и краевых линейных нагрузок рекомендуется производить отдельно:

- от равномерно распределенной по (2.3)-(2.6), задаваясь предварительно коэффициентами φ_c и K_c , характеризующими концентрацию арматуры A_{s1} у свободного края;

- от краевой линейной - по [3,4] при балочной схеме опирания, принимая за расчетную ширину сечения краевой полосы

$$e_{ed} = e_p + e_{св}^{int} + e_{св}^{out}, \quad (2.38)$$

где e_p - ширина "скрытого ребра", принимаемая $e_p = e_{сою}$ или $e_p = h$ при армировании соответственно по [рис. 21](#), e или z ;

$e_{св}^{int}$ - ширина "свеса", направленного внутрь здания от "скрытого ребра", принимаемая меньшей из величин

$$e_{св}^{int} = l_1/6; e_{св}^{int} = 6h; \quad (2.39)$$

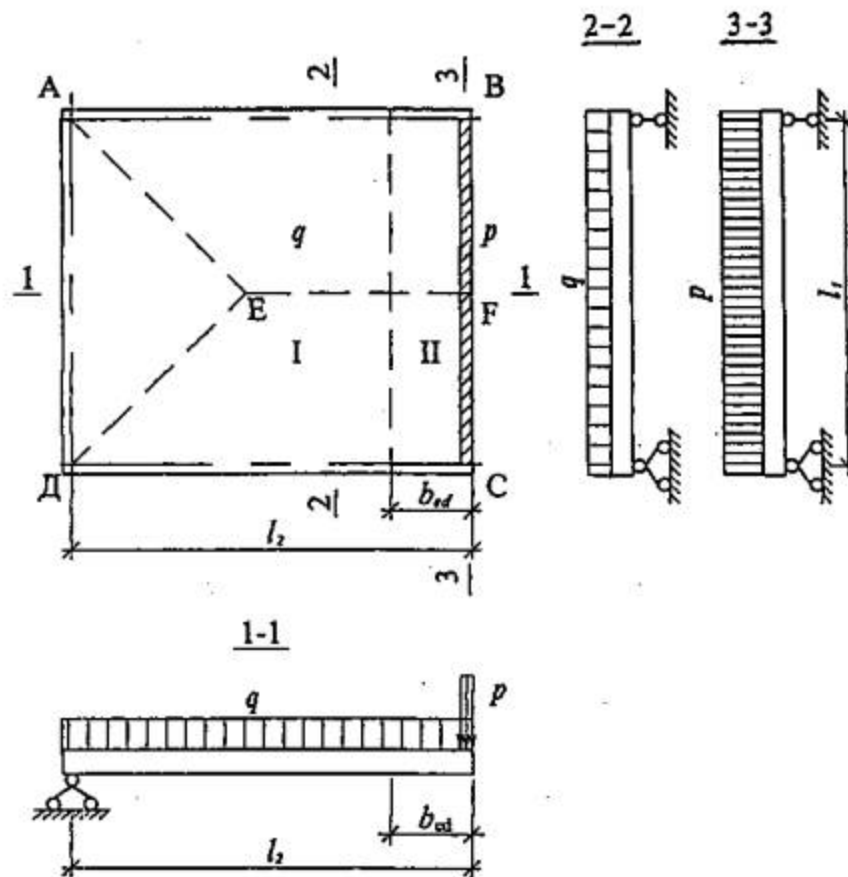


Рис. 8. Расчетная схема свободно опертой по трем сторонам плиты с краевой нагрузкой:

I и II - части плиты соответственно комнатная и близкая к краевой нагрузке

$b_{св}^{out}$ - ширина "свеса", направленного наружу, принимаемая в соответствии с проектом, но не более $b_{св}^{int}$.

2.14. Проверку прочности плит, опертых по трем сторонам, при совместном действии распределенных по площади и краевых нагрузок следует производить по (2.25), (2.26). При этом все нагрузки приводятся к эквивалентной равномерно распределенной по площади по (2.27) - (2.31), а коэффициент K_c находится из (2.8) по суммарному значению коэффициента концентрации φ_c , определяемому по (2.7), при этом

$$A_{s1}^{ex} = A_{s1}^{un} / 2 + \sum A_{s1}^{ed}, \quad (2.40)$$

где. A_{s1}^{un} - площадь арматуры направления l_1 на всей плите;

$\sum A_{s1}^{ed}$ - суммарная площадь арматуры, сосредоточенной у свободного края.

2.15. У плит, опертых по двум сторонам, при аналогичных изложенным в п. [2.12](#) краевых нагрузках вдоль одного из свободных краев подбор рабочей арматуры и проверку прочности следует производить по балочной схеме по [3,4] отдельно:

- для участка с равномерно распределенной нагрузкой, принимая в качестве расчетной всю ширину сечения плиты под этой нагрузкой;

- от краевой линейной нагрузки по аналогии с плитами, опертыми по трем сторонам, при расчетной ширине сечения bed .

2.16. При расчете прочности консольных участков плит под ненесущими наружными стенами (рис. 9) на изгиб из плоскости стены необходимо учитывать влияние прогиба края плиты в плоскости стены *fult*,

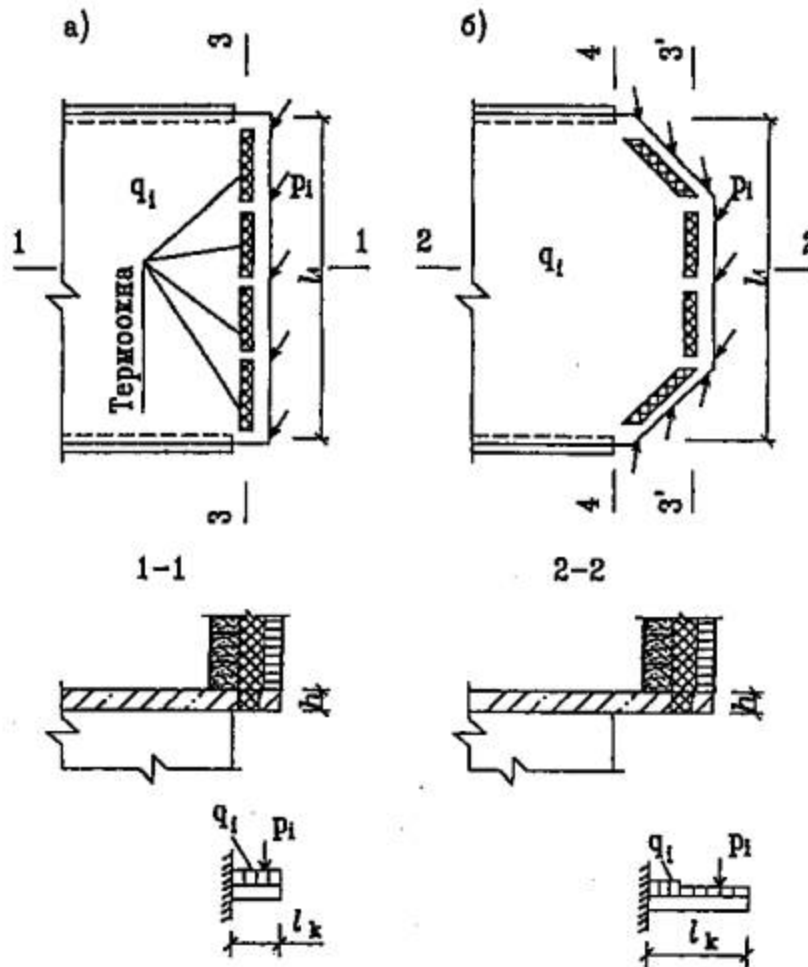


Рис. 9. Схемы консольных участков плит перекрытий при несущих наружных стенах:

а - рядовых; б - эркерных; расчетные сечения 3-3; 4-4 см. рис. 10

следствием которого является переменная высота сжатой зоны сечений консолей, в частности, ребер между "термоокнами", расположенных в разных частях вдоль пролета l_1 (рис. 10), и соответственно неодинаковые плечи внутренних сил: у опоры они \approx на 20 % больше, чем в середине пролета.

В связи с этим приопорные участки или ребра должны воспринимать большие усилия и иметь соответственно увеличенное до 20 % армирование по сравнению со средними участками.

2.17. Подбор арматуры консольных участков (см. п. 2.16) с целью упрощения рекомендуется производить в следующем порядке.

Определяется суммарная для всей консоли площадь сечения арматуры A_s' согласно [3,4] по недеформированной схеме, т.е. без учета прогиба f_{ult} в пролете l_1 , принимая в качестве расчетной ширины сечения сумму ширин всех ребер (рис. 10, а) или всех участков (рис. 10, б) и соответственно всю передаваемую на них нагрузку. После этого производится перераспределение A_s' между ребрами и участками так, чтобы на участках, расположенных у опор, сечение арматуры было \approx на 20 % больше, чем расположенных в середине пролета l_1 .

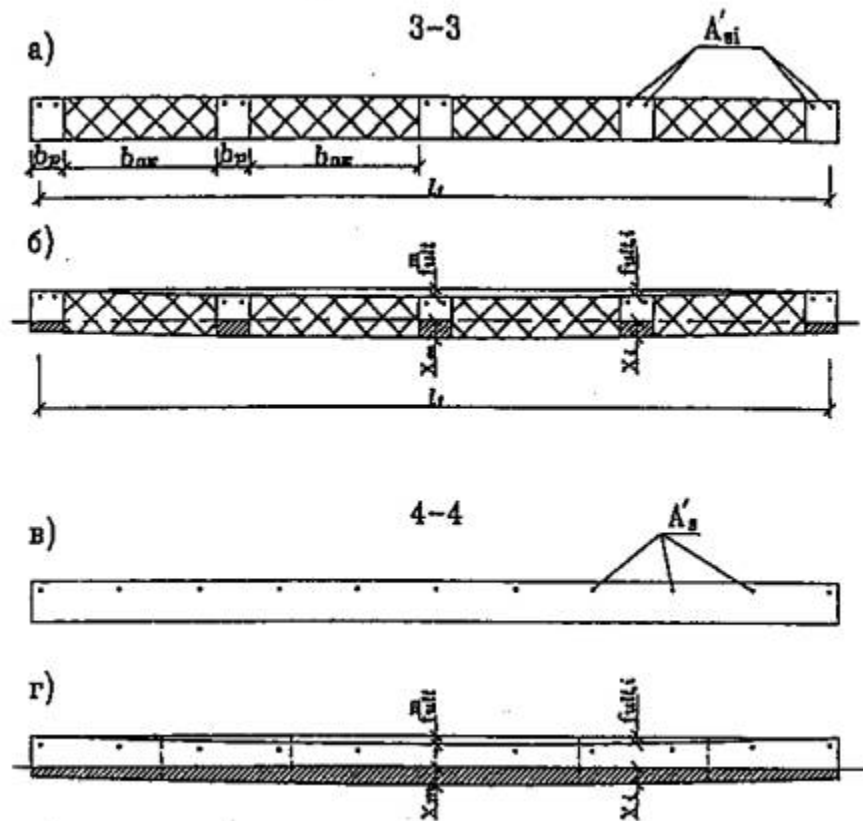


Рис 10. Схемы расчетных сечений консольных краевых участков (NN сечений - см. рис. 9):

а, в - до деформации; б, г - с учетом прогибов в пролете l_1 ; конструктивная арматура и хомуты условно не показаны; ----- границы расчетных участков сеч. 4-4

3. Расчет плит по предельным состояниям второй группы

Сочетания нагрузок

3.1. Расчет по предельным состояниям второй группы определяются прогибы и ширина раскрытия трещин от действия нормативных нагрузок.

В зданиях с платформенными и другими сжатыми стыками перекрытий со стенами плиты рассчитываются с учетом защемления их опорных концов от части нагрузок, для чего принимаются следующие сочетания нормативных нагрузок:

а) равномерно распределенных по площади:

- для оценки трещинообразования с учетом постоянных и полных временных нагрузок, передаваемых соответственно до (q_s) и после (q_r) защемления:

$$q_s = q_w + q_{s1}; \quad (3.1)$$

$$q_r = q_{r1} + q_t; \quad (3.2)$$

- для расчета прогибов и раскрытия трещин с учетом только постоянных и пониженных (длительных) временных нагрузок:

$$\begin{aligned} q_s &\text{ - по (3.1):} \\ q_{r1} &= q_{r1} + q_{t1}; \end{aligned} \quad (3.3)$$

где

q_w - нагрузка от собственного веса плиты;

q_{s1} - нагрузки от санкабин, вентблоков и панельных перегородок;

q_{r1} - нагрузки от санузлов "россыпью", стен и перегородок из мелкоштучных материалов, конструкций пола, утеплителя чердачных перекрытий и т.п.;

q_t - полная временная нагрузка;

q_{t1} - пониженная часть временной нагрузки, равная для жилых помещений 0,3 кПа, для других помещений принимается по [1].

б) для краевой и других линейных нагрузок (3.1) - (3.3) повторяются с заменой величин q_i на p_i .

При расчете свободно опертых плит оценка трещинообразования производится по полным нормативным нагрузкам $q_n = q_s + q_r$ и $p_n = p_s + p_r$, а проверка прогибов и раскрытия трещин - от нагрузок $q_l = q_s + q_{rl}$ и $p_l = p_s + p_{rl}$.

Проверка по образованию трещин при равномерной нагрузке

3.2. Перед расчетом прогибов необходимо произвести проверку перекрытия по образованию трещин.

Наличие или отсутствие трещин определяется из условия

$$M_i \cdot \gamma_n \leq M_{\text{срс},i} \quad (3.4)$$

где M_i - действующий момент от полной нормативной нагрузки в i -ом сечении;

$M_{\text{срс},i}$ - момент трещинообразования (внутренних сил) i -го сечения (см. п. 3.5).

Величины действующих моментов M_i находятся по правилам строительной механики в зависимости от вида опирания и соотношения пролетов, исходя из упругой работы перекрытия. Для плит, опертых по контуру и трем сторонам, с защемлением на опорах, максимальные изгибающие моменты:

в середине пролета

$$M_{\text{сп}} = (\alpha_1 \cdot q_s + \alpha_2 \cdot q_r) b \cdot l^2; \quad (3.5)$$

у опор

$$M_{\text{суп}} = k_{\text{суп}} \cdot \alpha_3 \cdot q_r \cdot b \cdot l^2; \quad (3.6)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ - коэффициенты (рис. 11, 12);

q_s и q_r - по (3.1), (3.2);

$b = 1$ м (1 см);

$k_{\text{суп}} = 1,1$ - коэффициент, учитывающий перераспределение усилий с пролета на опоры при длительном действии нагрузки.

3.3. Для плит, свободно опертых по контуру и по трем сторонам, максимальные действующие пролетные моменты следует определять по (3.5), принимая $q_{\Gamma} = 0$ и заменяя q_S полной нормативной нагрузкой q_n .

3.4. Трещиностойкость участков плит, опертых по трем сторонам, рассчитываемых по балочной схеме, а также балочных плит, проверяется по |2-4| с учетом защемления на опорах. При образовании трещин в середине пролета или у опор при необходимости производится проверка наличия трещин в 1/3 и в 1/6 пролета. В этом случае действующие моменты определяются:

$$M_{1/3} = \frac{8 \cdot M_{\text{сп}} - M_{\text{суп}}}{9}; M_{1/6} = \frac{5 \cdot M_{\text{сп}} - 4 \cdot M_{\text{суп}}}{9}; \quad (3.7)$$

3.5. Значение $M_{\text{срс}}$ в (3.4) определяется по (7.6) |3| или (4.4) |4| с заменой W на $W_{\text{пл}} = \gamma \cdot W$. Принимая по табл. 4.1 |4| $\gamma = 1,3$, без учета арматуры (с запасом в 2-3 %)

$$W_{\text{пл}} = \gamma \cdot W = 1,3 \text{ в } h^2/6 = 0,22 \text{ в } h^2. \quad (3.8)$$

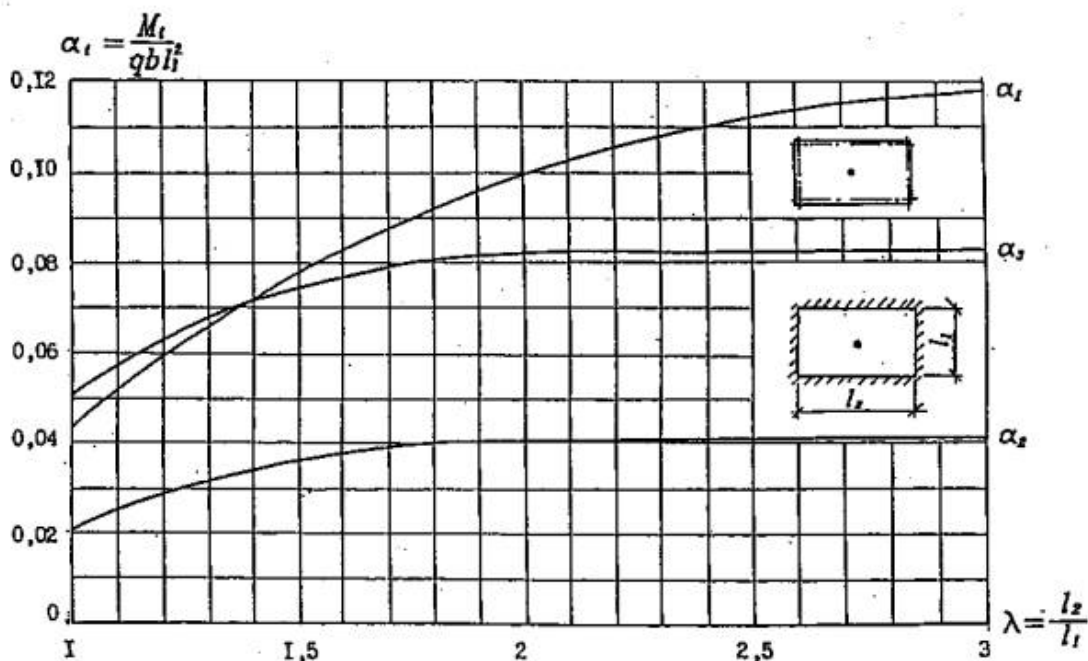


Рис. 11. Коэффициенты α_i для расчета прямоугольных плит, опертых по контуру: при свободном опирании α_1 и защемлении α_2, α_3

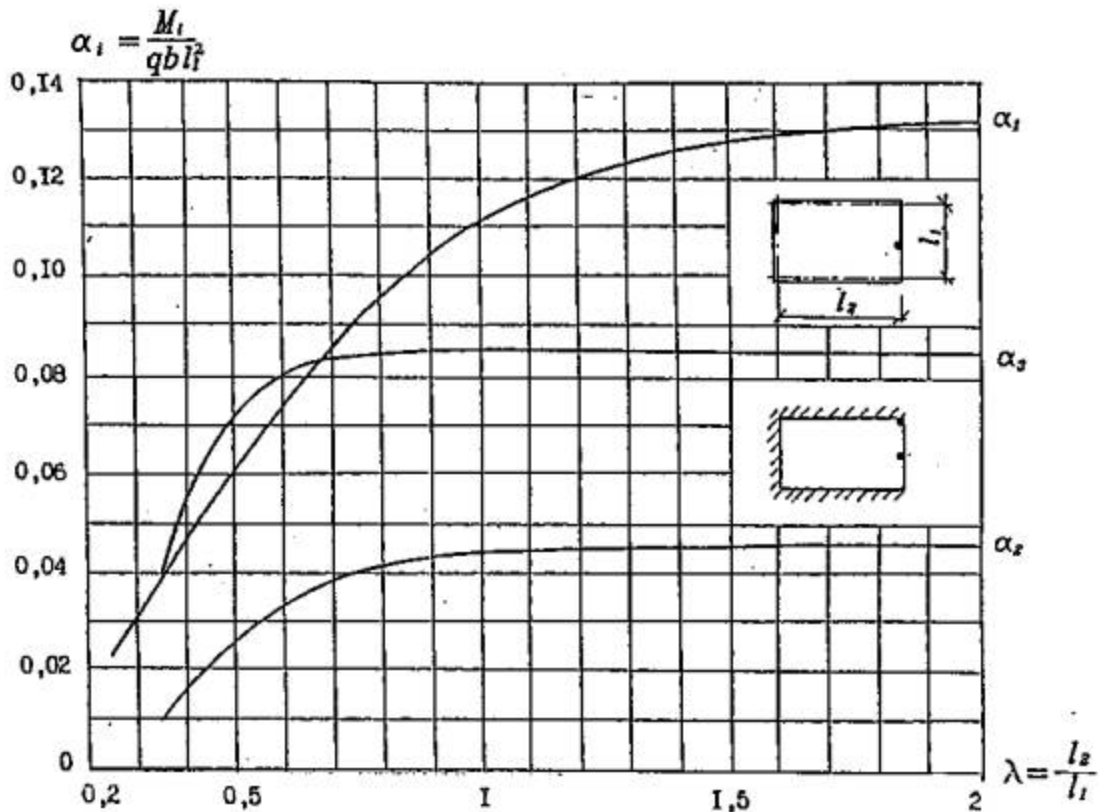


Рис. 12. Коэффициенты α_i для расчета прямоугольных плит, опертых по трем сторонам; при свободном опирании α_1 и заземлении α_2, α_3

3.6. В случае, когда трещины в пролете образуются, а у опор не образуются, допускается производить перераспределение усилий с пролета на опоры в пределах 10 %, после чего проверку трещинообразования обоих сечений необходимо повторить.

Расчет прогибов при отсутствии трещин при равномерной нагрузке

3.7. При отсутствии трещин по всему пролету прогиб сплошных плит, опертых по контуру или трем сторонам и заземленных на опорах, определяется

$$f = \frac{l_1^4}{E_{\text{в.т}} \cdot h^3} (\beta_1 \cdot q_s + \beta_2 \cdot q_{\text{н}}) \gamma_{\text{н}}, \quad (3.9)$$

где $E_{\text{в.т}}$ - модуль деформаций бетона, определяемый по (5.3) [3];

β_1, β_2 - коэффициенты (рис. 13, 14).

3.8. Для плит, свободно опертых по контуру, а также по трем сторонам при $\lambda \leq 1,5$, прогиб следует определять по (3.9), принимая $q_{\text{н}} = 0$ и заменяя q_s величиной q_l .

3.9. Прогиб свободно опертых по трем сторонам плит при $\lambda > 1,5$ и плит, опертых по двум сторонам, следует определять как балочных пролетом l_1 согласно [3,4].

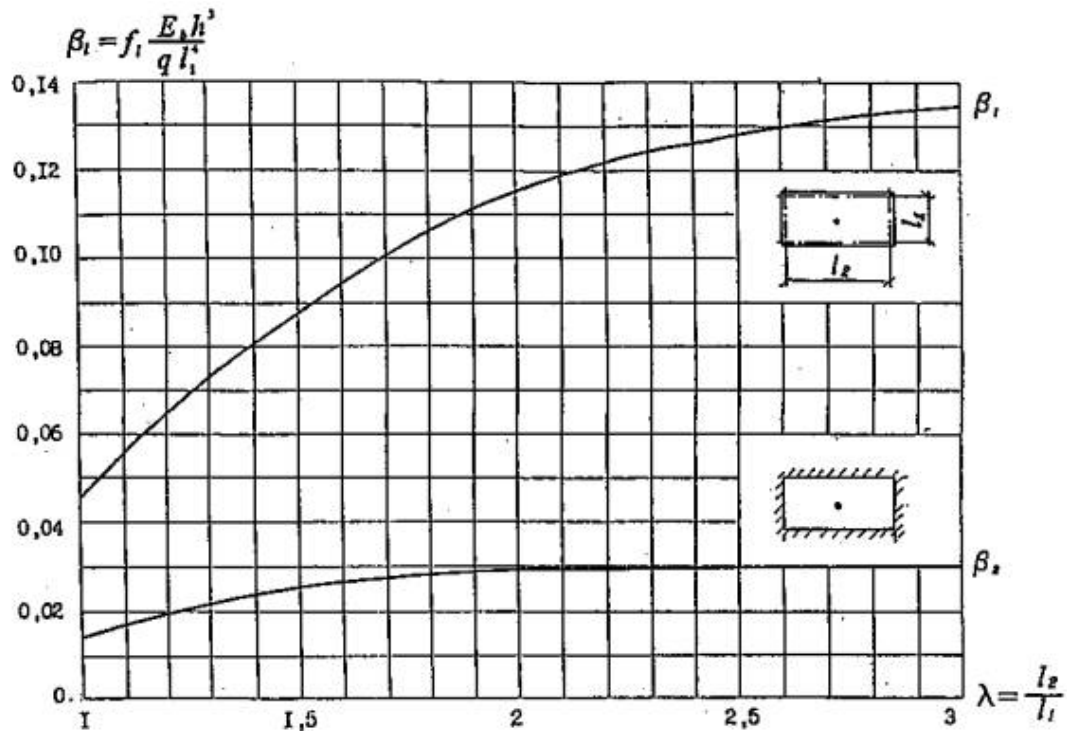


Рис.13. Коэффициенты β_i для расчета прямоугольных плит, опертых по контуру;

при свободном опирании β_1 и заземлении β_2

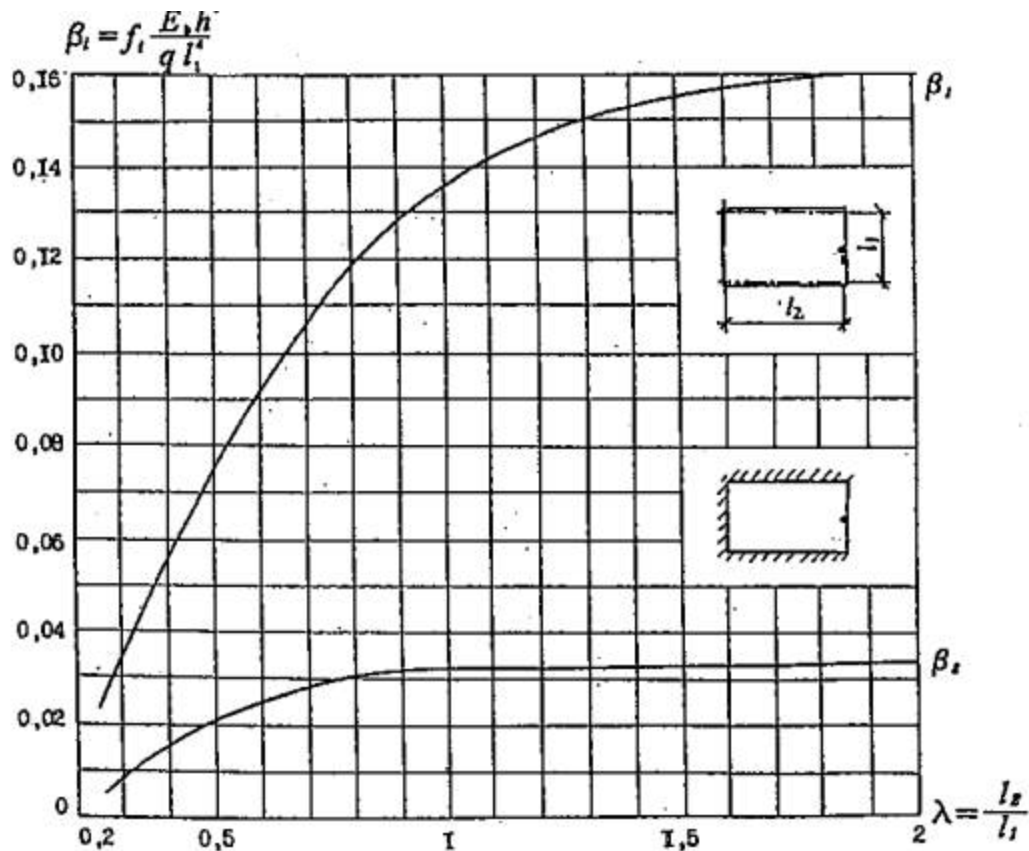


Рис.14. Коэффициенты β_i для расчета прямоугольных плит, опертых по трем сторонам:

при свободном опирании β_1 и защемлении β_2

Расчет прогибов при наличии трещин при равномерной нагрузке

3.10. Прогиб плит, опертых по контуру, а также по трем сторонам при $\lambda \leq 1,5$, в случае образования трещин в пролете определяется по (3.10) - (3.14):

при $q_l > q_{сгс}$

$$f = \varphi_i \left[f_{\text{срс}} + (f_{\text{ульт,2}} - f_{\text{срс}}) \left(\frac{q_i - q_{\text{срс}}}{q_{\text{ульт,2}} - q_{\text{срс}}} \right)^2 \right] \cdot \gamma_n; \quad (3.10)$$

при $q_l < q_{\text{срс}}$

1) $q_l < 2 q_{\text{срс}} - q_n$

$$f = \varphi_i \left[f_{\text{срс}} + (f_{\text{ульт,2}} - f_{\text{срс}}) \cdot \left(\frac{q_n - q_{\text{срс}}}{q_{\text{ульт,2}} - q_{\text{срс}}} \right)^2 \right] \cdot \gamma_n; \quad (3.11)$$

2) $q_l > 2 q_{\text{срс}} - q_n$

$$f = \varphi_i \left[f_{\text{срс}} + (f_{\text{ульт,2}} - f_{\text{срс}}) \cdot \left(\frac{0,5 \cdot (q_n + q_l)_n - q_{\text{срс}}}{q_{\text{ульт,2}} - q_{\text{срс}}} \right)^2 \right] \cdot \gamma_n; \quad (3.12)$$

при $q_{\text{срс}} < q_s$

$$f = \varphi_i \left[f_{\text{срс}} + (f_{\text{ульт,2}} - f_s) \cdot \left(\frac{(q_l + q_s)}{q_{\text{ульт,2}} - q_s} \right)^2 \right] \cdot \gamma_n; \quad (3.13)$$

где

$$f_s = f_{сгс}^s + (f_{ult,2}^s - f_{сгс}^s) \cdot \left(\frac{q_s - q_{сгс}^s}{q_{ult,2}^s - q_{сгс}^s} \right)^2; \quad (3.14)$$

ϕl - коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузок;

$f_{сгс}$ и $q_{сгс}$ - прогиб и нагрузка при образовании трещин в плитах с защемлением на опорах;

$f_{сгс}^s$ и $q_{сгс}^s$ - то же, при свободном опирании;

$f_{ult,2}$ и $q_{ult,2}$ - прогиб и нагрузка в условном предельном состоянии по прочности при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы;

$f_{ult,2}^s$ и $q_{ult,2}^s$ - то же, при свободном опирании.

Прогиб $f_{сгс}$ следует вычислять по (3.9), подставляя для защемленных плит вместо $q_{гl}$ разность $q_{сгс} - q_s$, а для свободно опертых плит принимая $q_{гl} = 0$ и $q_s = q_{сгс}$. В обоих случаях при определении $f_{сгс}$ принимается $E_{в,т} = E_{в}$.

Значение $q_{сгс}$ ($q_{сгс}^s$) определяется:

для свободно опертых плит

$$q_{сгс}^s = \frac{M_{сгс}}{\alpha_1 \cdot b \cdot l_1^2}; \quad (3.15)$$

для плит, защемленных на опорах

$$q_{сгс} = \begin{cases} q_{сгс}^s \frac{\alpha_1}{\alpha_2} - q_s \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} - 1 \right), & \text{при } q_{сгс}^s > q_s; \\ q_{сгс}^s, & \text{при } q_{сгс}^s \leq q_s. \end{cases} \quad (3.16)$$

Прогиб $f_{ult,2}$ защемленных на опорах плит

$$f_{ult,2} = \frac{0,141}{1+k_f} \cdot \frac{1}{r_{ult,2}} \cdot l_1^2 \cdot k_f, \quad (3.17)$$

где k_f - коэффициент, учитывающий влияние защемления опорного контура;

$$k_f = \frac{\alpha_1(q_{ult,2} - q_s)}{\alpha_2 \cdot q_{ult,2} + (\alpha_1 - \alpha_2) \cdot q_s}; \quad (3.18)$$

1

$r_{ult,2}$ - кривизна в условном предельном состоянии, соответствующем расчетным сопротивлениям материалов для предельных состояний второй группы, определяется по (3.24);

k_f - коэффициент, учитывающий увеличение предельного прогиба в центре прямоугольных плит, опертых по контуру, и увеличение или уменьшение прогиба у середины свободного края плит, опертых по трем сторонам, по сравнению с прогибами в точках пересечения линий излома, определяется по (3.27) - (3.29).

Предельная нагрузка $q_{ult,2}$, входящая в (3.10) - (3.14) и (3.18),

$$q_{ult,2} = q^s_{ult,2} + q^f_{ult,2}, \quad (3.19)$$

где

$$q_{ult,2}^s = \frac{R_{sl,ser}}{R_{s1}} \cdot \frac{A_{s1}^{np}}{A_{s1}^{tr}} q_{ult}, \quad (3.20)$$

q_{ult} - из расчета прочности (при проектировании – расчетная нагрузка q);

q_{ult}^r - по (3.21)-(3.23);

A_{s1}^{tr} - требуемое сечение арматуры по прочности;

A_{s1}^{np} - то же, принятое при конструировании.

Значения q_{ult}^r определяются:

для плит, опертых по контуру

$$q_{ult}^r = \frac{16[M_{sup}(1+m)]}{l_1^2(3 \cdot l_2 - l_1)}, \quad (3.21)$$

для плит, опертых по трем сторонам:

при $\lambda \geq 0,5$

$$q_{ult}^r = \frac{16[M_{sup}(1+m)]}{l_1^2(6 \cdot l_2 - l_1)}, \quad (3.22)$$

при $\lambda < 0,5$

$$q_{ult}^r = \frac{8[M_{sup}(1+m)]}{l_2^2(3 \cdot l_1 - 2l_2)}, \quad (3.23)$$

M_{sup} - по (3.6);

m - по рис. 2 (сплошные линии).

Кривизна $1/r_{ult,2}$ определяется

$$\frac{1}{r_{ult,2}} = \frac{0,9 \cdot R_{s1,ser}}{h_{o1} \cdot E_{s1}} \left(1 + \frac{2,2 \cdot \mu \cdot \alpha}{\xi_{ult,2}} \right), \quad (3.24)$$

где

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{A_{s1}}{h_{o1} \cdot l_2} + \frac{A_{s2}}{h_{o2} \cdot l_1} \right);$$

относительная высота сжатой зоны

$$\xi_{ult,2} = 0,1 + 0,5 \mu R_{s1,ser}/R_{b,ser}; \quad (3.26)$$

$$\alpha = E_{s1}/E_b - \text{по (2.15)}.$$

Коэффициент k_f в (3.17) определяется:

для плит, опертых по контуру

$$k_f = 1 + \sqrt{0,033 \cdot (\lambda - 1)}, \quad (3.27)$$

для плит, опертых по трем сторонам:

$$(3.28)$$

при λ

$$k_f = \begin{cases} \geq 0,5 & \begin{cases} 1 + 0,2 \cdot (2\lambda - 1); \\ < 0,5 & 1 - (1 - 2\lambda)^2. \end{cases} \end{cases} \quad (3.29)$$

3.11. Прогиб плит, опертых по трем сторонам, при $\lambda > 1,5$, рассчитываемых по балочной схеме, а также балочных плит при необходимости может определяться с учетом переменного по длине пролета сечения

$$f = \frac{l_1^2}{216} \left(\frac{1}{r_0} + 6 \frac{1}{r_{1/6}} + 12 \frac{1}{r_{1/3}} + 8 \frac{1}{r_{ж}} \right) \cdot \gamma_n, \quad (3.30)$$

где

$\frac{1}{r_0}, \frac{1}{r_{1/6}}, \frac{1}{r_{1/3}}, \frac{1}{r_{ж}}$ - величины кривизн в сечениях соответственно у опор, на расстоянии 1/6 и 1/3 пролета от опор и в середине пролета.

Все значения кривизн принимаются по их абсолютной величине без учета знаков $|r|$ и определяются по [3,4] от постоянной и длительной нормативных нагрузок. Моменты в соответствующих сечениях следует вычислять по (3.5) - (3.7), подставляя вместо q_l значения q_{l1} и принимая $k_{sup} = 1$.

3.12. При свободном опирании в (3.30) следует принимать $1/r_0 = 0$, а при вычислении моментов в (3.5) - (3.7) вместо q_s подставлять q_l и принимая $q_r = 0$.

Проверка раскрытия трещин при равномерной нагрузке

3.13. Раскрытие трещин требуется проверять в случаях, когда не выполняется условие (3.4) и, следовательно, трещины образуются. В плитах перекрытий жилых и общественных зданий необходимо учитывать длительное действие постоянных и пониженных временных нагрузок. Раскрытие трещин следует проверять у плит, опертых по контуру, в центре и в ближайших от центра сечениях с разреженным армированием, отверстиями и вырезами; у плит, опертых по трем сторонам, у свободного края; у плит с балочным опиранием - в сечениях с максимальными изгибающими моментами, а также ослабленных отверстиями и вырезами.

Для оценки ширины раскрытия трещин в плитах, опертых по контуру и трем сторонам, рекомендуется напряжения в арматуре наиболее напряженных сечений определять:

при $q_l > q_{срс}$:

$$\sigma_s = \left[\sigma_{s,срс} + (R_{s1,сер} - \sigma_{s,срс}) \cdot \left(\frac{q_l - q_{срс}}{q_{ult,2} - q_{срс}} \right)^2 \right]; \quad (3.31)$$

при $q_l < q_{срс}$:

1) $q_l < 2 q_{срс} - q_n$

$$\sigma_s = \sigma_{s,срс} + (R_{s1,сер} - \sigma_{s,сер}) \cdot \left(\frac{q_n - q_{срс}}{q_{ult,2} - q_{срс}} \right)^2; \quad (3.32)$$

2) $q_l > 2 q_{срс} - q_n$

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} + (R_{s1,ser} - \sigma_{s,ser}) \cdot \left[\frac{(q_n + q_l) / 2 - q_{crc}}{q_{ult,2} - q_{crc}} \right]^p; \quad (3.33)$$

при $q_{crc} < q_s$

$$\sigma_s = \sigma_{s,s} + (R_{s1,ser} - \sigma_{s,s}) \cdot \left(\frac{q_l - q_s}{q_{ult,2} - q_s} \right)^2, \quad (3.34)$$

где

$$\sigma_{s,s} = \sigma_{s,crc} + (R_{s1,ser} - \sigma_{s,ser}) \cdot \left(\frac{q_l - q^s_{crc}}{q^s_{ult,2} - q^s_{crc}} \right)^2. \quad (3.35)$$

Значение $\sigma_{s,crc}$, входящее в (3.31)-(3.35),

$$\sigma_{s,crc} = \varepsilon_{bt,ult} \cdot E_b, \quad (3.36)$$

где согласно 7.2.7 [3] принимается $\varepsilon_{bt,ult} = 0,00015$.

С учетом (3.31) - (3.36) ширина раскрытия трещин проверяется согласно 7.2.12 , 7.2.15 [3] или (4.10)-(4.14) [4].

Особенности расчета прогибов и раскрытия трещин при неравномерной нагрузке

3.14. При наличии нескольких разнотипных локальных нагрузок, аналогичных перечисленным в 2.9, проверка прогибов и раскрытия трещин производится по 3.9, 3.36 с приведением разнотипных нагрузок к эквивалентным равномерно распределенным или гидростатическим.

3.15. Для плит, опертых по контуру, сосредоточенные нагрузки приводятся к равномерно распределенной по площади по (2.27), (2.28), (2.31) с заменой расчетных нагрузок их нормативными значениями.

3.16. Для плит, опертых по трем сторонам, при расположении локальных сосредоточенных, линейных и равномерно распределенных по площадям нагрузок преимущественно на половине, противоположной свободному краю (рис. 15), все нагрузки следует заменять эквивалентными равномерно распределенными по всей плите:

$$q^{\text{э}}_{\text{n}} = q_{\text{n}} (\beta_{\text{h}}/\beta_1) q^{\text{h}}_{\text{n}}; q^{\text{э}}_{\text{l}} = q_{\text{l}} (\beta_{\text{h}}/\beta_1) q^{\text{h}}_{\text{l}}; \quad (3.37)$$

где q_{n} ; q_{l} - сплошные равномерно распределенные нагрузки;

β_1 ; β_{h} - коэффициенты, определяемые по [рис. 14](#) и [16](#);

q_{hi} - максимальная интенсивность эквивалентной

гидростатической нагрузки у края АД (см. [рис. 15](#));

$$q_{\text{hi}} = \frac{2 \sum (P_i + p_i L_i + q_i A_i)}{l_1 \cdot l_2}, \quad (3.37)$$

где P_i , p_i , q_i - локальные сосредоточенные, линейные и равномерно распределенные нагрузки;

L_i - протяженность i -й линейной нагрузки;

A_i - площадь под i -й равномерно распределенной нагрузкой.

От нагрузки q_n^3 по (3.5) - (3.7) определяются изгибающие моменты у свободного края плиты, по которым оценивается трещиностойкость сечений, а от q_l^3 по (3.9)-(3.36) проверяются прогибы и ширина раскрытия трещин.

3.17. У плит, опертых по трем сторонам, при локальных нагрузках у свободного края большей интенсивности, чем на остальной части плиты (см. [рис. 7](#)), трещиностойкость и прогибы проверяются на нагрузки, приведенные к равномерно распределенным по площади как плит с краевой нагрузкой (см. п.п. 3.19 и [3.22](#)).

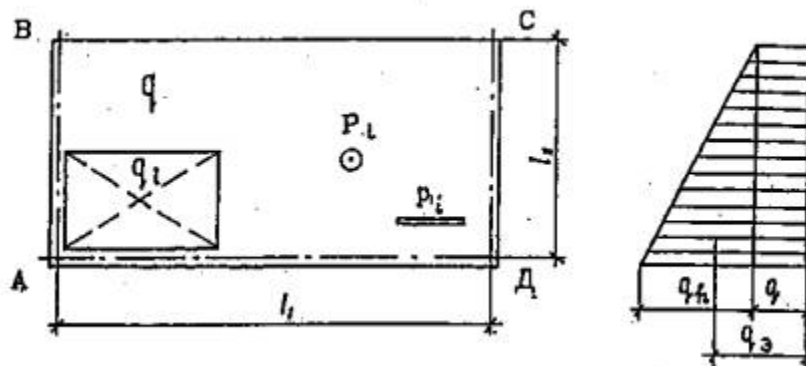


Рис. 15. Схема приведения локальных нагрузок к эквивалентным по прогибам гидростатической и равномерно распределенной

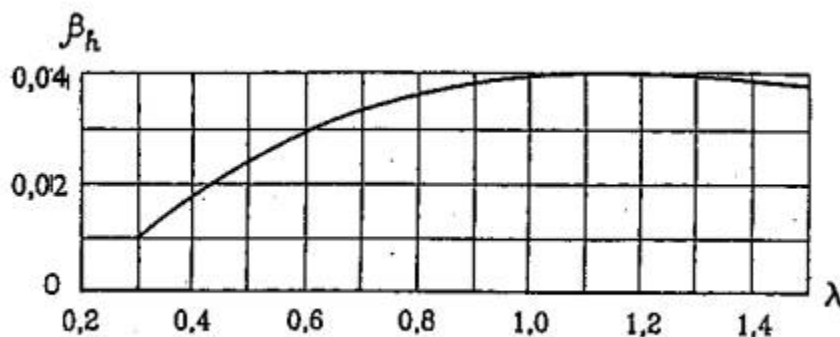


Рис. 16. Коэффициент β_h для расчета плит, свободно опертых по трем сторонам, при гидростатической нагрузке

3.18. У плит балочного опирания приведение разнотипных нагрузок к эквивалентным линейным по длине пролета и трапецеидальной формы по ширине сечения производится по общим правилам строительной механики.

Расчет прогибов и раскрытия трещин с учетом краевой нагрузки

3.19. В плитах, опертых по трем сторонам, сосредоточенные и линейные локальные краевые нормативные нагрузки, расположенные у свободного края, приводятся к эквивалентным линейным по аналогии с 2.12.

Сочетания равномерно распределенных по площади и линейных нагрузок принимаются по аналогии с 3.1; 3.15; 3.16.

3.20. Наличие или отсутствие трещин определяется по условию, аналогичному (3.4), в котором моменты M_i^{un} от равномерно распределенной по площади нагрузки суммируются с моментами M_i^{ed} от краевой линейной нагрузки:

в пролете

$$(M_{sp}^{un} + M_{sp}^{ed}) \gamma_n \leq M_{crc}; \quad (3.39)$$

у опор

$$(M_{sup}^{un} + M_{sup}^{ed}) \gamma_n \leq M_{crc}, \quad (3.40)$$

где M_i^{un} - по (3.5)-(3.8);

M_i^{ed} - по (3.41) - (3.42):

в пролете

$$M_{sp}^{ed} = (\alpha_1 * p_s + (\alpha_2 * p_r) \cdot v \cdot l_1) \quad (3.41)$$

у опор

$$M_{sup}^{ed} = K_{sup} \cdot \alpha_3 * p_r \cdot v \cdot l_1, \quad (3.42)$$

где p_s - часть приведенной к линейной краевой нагрузке, передаваемая до защемления концов плит на опорах;

p_r - то же после защемления;

α_i^* - коэффициенты (рис. 17);

$v = 1 \text{ м (см)}$.

Значение $M_{сгс,i}$ определяется, как и в (3.5), по [3,4]; при этом ширина i -го сечения принимается, как в (3.5) - (3.7) и (3.39), (3.42), т.е. $b = 1$ (м; см).

3.21. Проверка прогибов плит при ненесущих наружных стенах производится: по эстетико-психологическим требованиям на действие постоянных и пониженных временных нормативных нагрузок; по конструктивным требованиям на действие постоянных и полных временных нормативных нагрузок, при этом величина прогиба не должна превышать половины высоты зазора между низом плиты и верхом стены, заполняемого упругой прокладкой.

3.22. При отсутствии трещин по всему пролету прогиб плит, заземленных в платформенных стыках, определяется как сумма двух величин

$$f = f_{un} + f_{ed}, \quad (3.43)$$

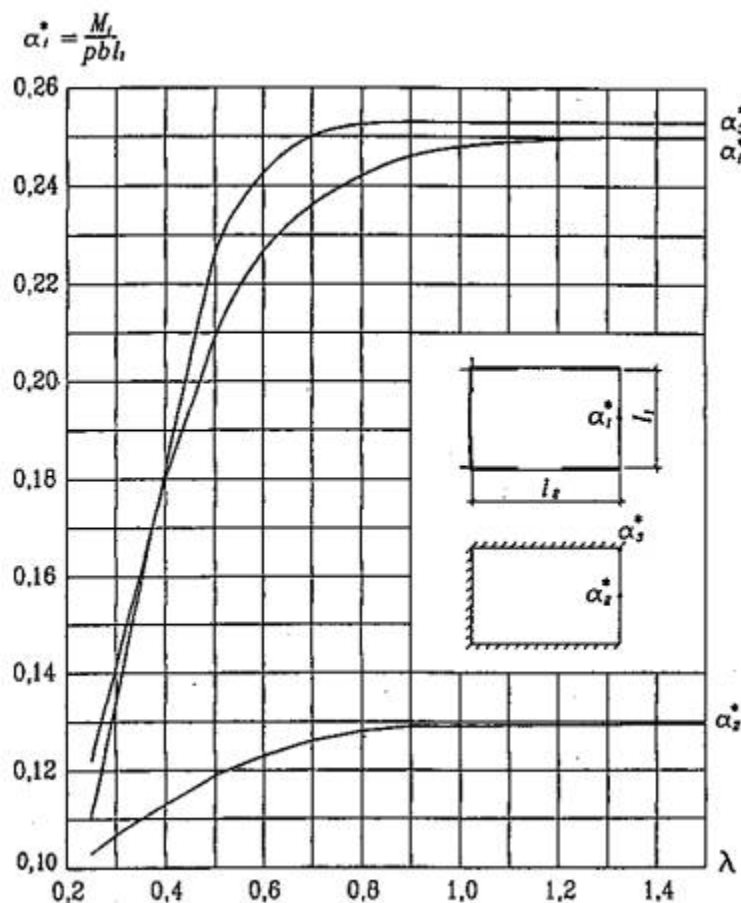


Рис.17. Коэффициенты α_i^* для расчета прямоугольных плит, опертых по трем сторонам, с краевой линейной нагрузкой:

при свободном опирании α_1^* и заземлении α_2^* , α_3^*

где при проверке по эстетико-психологическим требованиям:

f_{un} - по (3.9) от равномерно распределенной по площади нагрузки;

f_{ed} , - от краевой линейной нагрузки

$$f_{ed} = \frac{l_1^3}{E_{e,r} h^3} (\beta_1^* p_s + \beta_2^* p_{rs}) \lambda_n, \quad (3.44)$$

где β_1^* ; β_2^* -коэффициенты (рис. 18);

p_s - то же, что в (3.41), (3.42);

p_{rl} - передаваемая после защемления краев плит длительно действующая часть краевой нагрузки;

остальные обозначения те же, что в (3.9).

При проверке по конструктивным требованиям (3.9) и (3.44) дополняются членами, учитывающими кратковременную часть временных нагрузок, с учетом которых:

$$f_{un} = \frac{l_1^4}{h^3} \left[\frac{\beta_1 q_s + \beta_2 q_{nl}}{E_{e,r}} + \frac{\beta_2 (q_r - q_{nl})}{E_e} \right] \cdot \gamma_n; \quad (3.45)$$

$$f_{ed} = \frac{l_1^3}{h^3} \left[\frac{\beta_1^* p_s + \beta_2^* p_{nl}}{E_{e,r}} + \frac{\beta_2^* (p_r - p_{nl})}{E_e} \right] \cdot \gamma_n; \quad (3.46)$$

и они также суммируются по (3.43).

3.22. В случае образования трещин в пролете или в пролете и у опор прогиб плит, опертых по трем сторонам, защемленных на опорах, определяется с учетом следующих особенностей:

- в (3.16) вместо α_i подставляются их приведенные с учетом краевой нагрузки значения:

$$\beta_i^* = f_i \cdot \frac{E_b h^3}{p l_1^3}$$

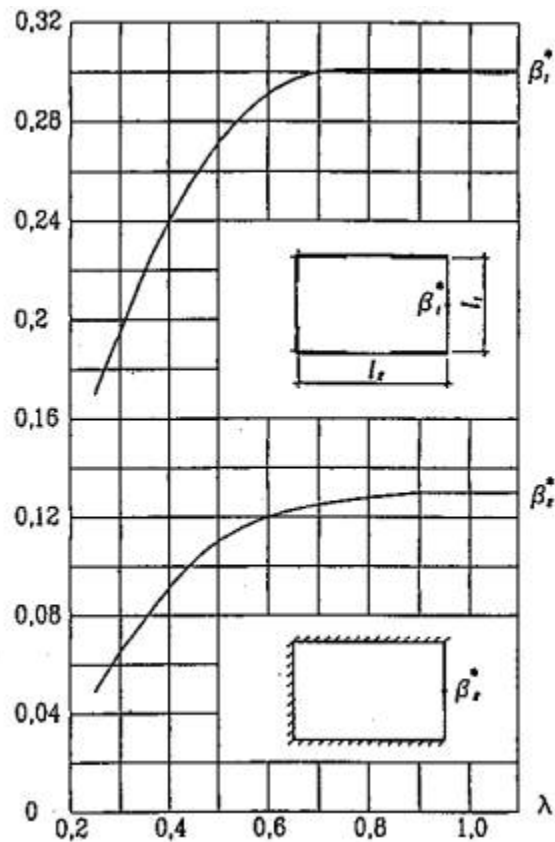


Рис. 18. Коэффициенты β_i^* для расчета прямоугольных плит, опертых по трем сторонам, с краевой линейной нагрузкой:

при свободном опирании β_1^* и защемлении β_2^*

$$\alpha_{1,red} = \frac{\alpha_1 \cdot m_{red} + \alpha_1^*}{m_{red} + 1}; \quad (3.47)$$

$$\alpha_{2,red} = \frac{\alpha_2 \cdot m_{red} + \alpha_2^*}{m_{red} + 1}; \quad (3.48)$$

$$m_{red} = M_{sp}^{un} / M_{sp}^{ed}; \quad (3.49)$$

где

α_i и α_i^* - по [рис. 12](#) и [17](#); - все нагрузки, включая краевые, приводятся к эквивалентным равномерно распределенным по площади плиты:

$$\text{нормативная полная } q^{\text{э}n} = q_n + K_{ed} \cdot p_n; \quad (3.50)$$

$$\text{нормативная пониженная } q^{\text{э}l} = q_l + K_{ed} \cdot p_l; \quad (3.51)$$

$$\text{расчетная } q_{\text{э}} = q + K_{ed} \cdot p, \quad (3.52)$$

$$\text{где при учете заземления } K_{ed} = \alpha_2^* / (\alpha_2 \cdot l_1); \quad (3.53)$$

$$\text{при шарнирном опирании } K_{ed} = \alpha_1^* / (\alpha_1 \cdot l_1). \quad (3.54)$$

3.23. По приведенным с учетом (3.47)-(3.54) нагрузкам прогиб, соответствующий эстетическим требованиям, определяется по (3.10)-(3.30), а ширина раскрытия трещин по (3.31)-(3.36).

При проверке прогиба по конструктивным требованиям полученное по (3.10-3.30) значение дополняется его приращением от кратковременной части нормативной нагрузки

$$f_{\text{уп}} = \frac{q_n^3 - q_i^3}{q_n^3} \left[f_{\text{срс}} + (f_{\text{уи},2} - f_{\text{срс}}) \cdot \left(\frac{q_n^3 - q_{\text{срс}}}{q_{\text{уи},2} - q_{\text{срс}}} \right)^2 \right] \cdot \gamma_n. \quad (3.55)$$

4. Расчет плит на монтажные воздействия

4.1. Для монтажа плит перекрытий рекомендуется предусматривать статически определимые схемы подъема. Распределение усилий от собственного веса плиты в точках подвески ее к монтажной траверсе задается конструкцией траверсы, выполняемой в виде рычажного механизма или системы вращающихся блоков. Применение статически неопределимых систем подъема (траверсы с постоянным закреплением четырех стропов на кольце) допускается только для плит шириной до 2 м, опираемых по коротким сторонам. В этом случае плита рассчитывается как подвешенная на двух петлях, расположенных по диагонали.

При проектировании системы подъема и размещения монтажных петель или отверстий следует стремиться к тому, чтобы изгибающие моменты от монтажных воздействий не превосходили моментов от полной нормативной нагрузки.

При расчете плит на монтажные воздействия их собственный вес, определяемый с учетом производственной влажности, принимается с коэффициентом динамичности $\zeta = 1,4$. Все расчетные характеристики бетона уменьшаются пропорционально отношению отпускной прочности к проектной. С учетом кратковременности динамических перегрузок эти характеристики следует умножать на коэффициент условий работы $\gamma_B = 1,1$

На монтажные воздействия проверяются сечения, параллельные сторонам прямоугольных плит, проходящие через оси подъемных петель или монтажных отверстий, а также те, в которых значения поперечной силы равны нулю, а изгибающие моменты максимальны (в середине между рядами петель или отверстий - при двух рядах, на расстояниях $1/3$ от краев плиты - при трех рядах петель или отверстий). Изгибающие моменты в указанных сечениях определяются по правилам строительной механики и умножаются на коэффициенты неравномерности распределения напряжений по ширине сечения γ_0 и γ'_0 . Значения этих коэффициентов принимаются: при проверке прочности, обеспечиваемой бетоном растянутой зоны, $\gamma'_0 = 1,4$ для сечений по осям петель или отверстий и $\gamma_0 = 1,2$ для сечений, в которых поперечная сила равна нулю; при расчете необходимого армирования соответственно $\gamma'_0 = 1,2$ и $\gamma_0 = 1$.

4.2. Плиты, поднимаемые за шесть точек с помощью балансирующей траверсы или стропов, рассчитываются в предположении неодинакового наклона стропов и неравенства вследствие этого вертикальных составляющих усилий, приложенных к монтажным петлям или отверстиям. В этом случае вертикальные составляющие усилий, приложенных к средней паре петель или отверстий, принимаются с коэффициентом 1,2, а к крайним парам - с коэффициентом 0,9 к усредненной величине всех этих составляющих.

С учетом изложенного изгибающие моменты в сечениях прямоугольных плит (рис. 19) равны:

в сечении 1'-1'

$$|M_1'| = \gamma_o' \frac{G_o a_x^2}{2L_1}; \quad (4.1)$$

в сечении 1-1

$$M_1 = \gamma_o \frac{G_o}{2L_1} \left(\frac{a_o^2}{4} - a_x^2 \right); \quad (4.2)$$

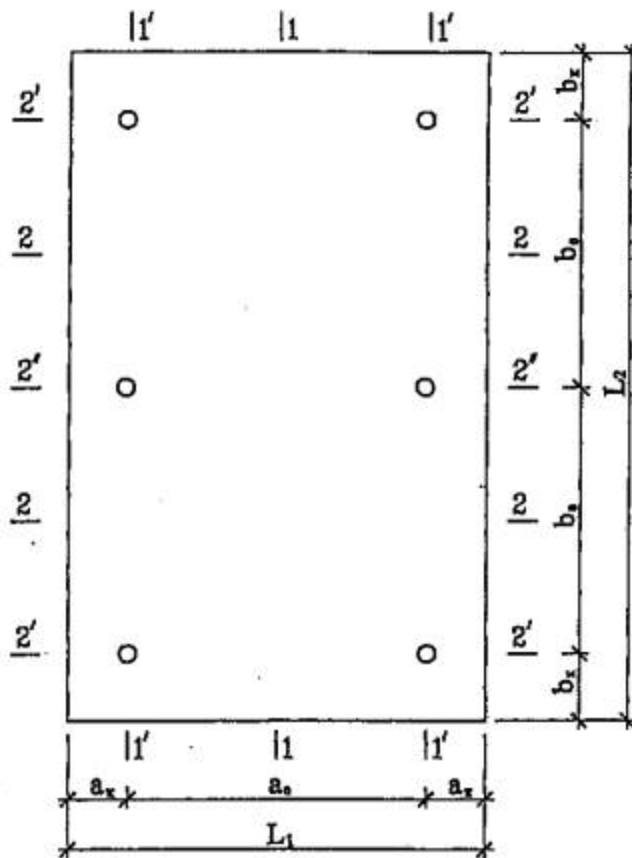


Рис. 19. Схема расположения петель (отверстий) при монтаже плит за шесть точек
в сечении 2'-2'

$$|M_2'| = \gamma_o' \frac{G_o \sigma_x^2}{2L_2}; \quad (4.3)$$

в сечении 2-2

$$M_2 = \gamma_o G_o (0,0444 L_2 - 0,3 \sigma_k); \quad (4.4)$$

в сечении 2''-2''

$$|M_2''| = \gamma'_o G_o (0,3 \cdot \varepsilon_o - 0,125 \cdot L_2), \quad (4.5)$$

где G_o - монтажный вес плиты, умноженный на коэффициент $\zeta = 1,4$.

Остальные обозначения - см. [рис. 19](#).

Найденные по (4.1) - (4.5) моменты не должны превышать моменты трещинообразования соответствующих сечений, определяемых по [3,4] с заменой $R_{вт}$ на $R^{\circ}_{вт}$, т.е. с учетом отпускной прочности бетона, и предельные моменты внутренних сил этих сечений как железобетонных, рассчитываемых также по [3,4]. При определении моментов трещинообразования и предельных моментов внутренних сил должно учитываться наличие отверстий, вырезов и др.

4.3. При расчете на монтажные воздействия плит, поднимаемых за четыре петли небалансирующей траверсой, проверяется необходимость постановки и сечение верхней арматуры в более коротком направлении. Такая арматура не требуется, если

$$G_o \leq R^{\circ}_{вт} \cdot L \cdot h^2 / 0,6B, \quad (4.6.)$$

где L, B, h - длина, ширина, толщина плиты.

При несоблюдении (4.6) верхняя поперечная арматура, распределенная по длине элемента, подбирается из условия восприятия изгибающего момента

$$M = 0,15 G_o B. \quad (4.7)$$

5. Особенности конструирования плит

5.1. В настоящем разделе рассматриваются особенности конструирования плит, в основном связанные с расчетом рабочей арматуры. По всем другим аспектам конструирования надлежит руководствоваться требованиями общих нормативных документов [2,4].

5.2. В плитах перекрытий, опертых по контуру и трем сторонам, с целью экономии стали следует устанавливать арматуру A_{s1} в направлении l_1 с концентрацией в следующих местах: при опирании по контуру - в центре (рис. 20), при опирании по трем сторонам - у свободного края BC (рис. 21). При этом сечение арматуры в местах концентрации a^c_1 , увеличивается в φ_c раз по сравнению с ее сечением в местах разрежения a^r_1 .

В плитах с нагрузками различной интенсивности, кроме выполнения общих требований, рекомендуется арматуру A_{s1} концентрировать в местах приложения нагрузок большей интенсивности. Если эти нагрузки расположены вблизи коротких краев плит, опертых по контуру, или у края, противоположного свободному, плит, опертых по трем сторонам, концентрация арматуры под ними обычно не требуется.

Концентрация арматуры может осуществляться отдельными стержнями большего диаметра (рис. 20; 21, в), что наиболее эффективно, или с переменным шагом стержней в зонах концентрации и растяжения (рис. 20; 21, г).

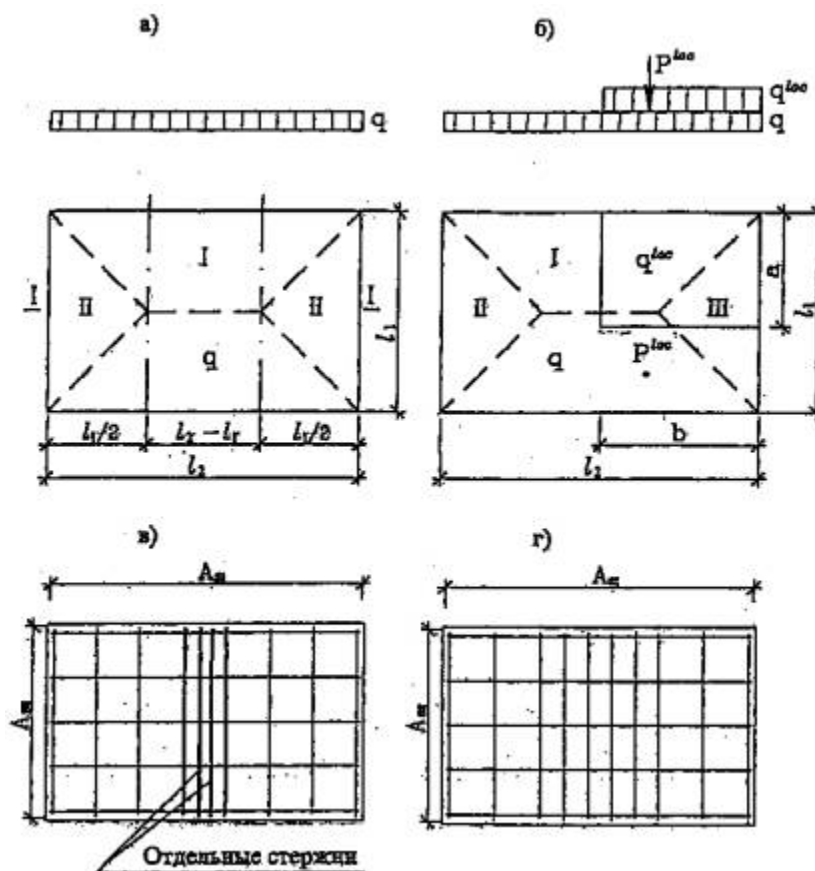


Рис. 20. Принципиальные схемы рационального армирования плит, свободно опертых по контуру:

а - участки с различными схемами излома при равномерной нагрузке; б - то же при наличии локальных нагрузок; в - схема концентрации арматуры A_{s1} отдельными стержнями; г - то же в сетках

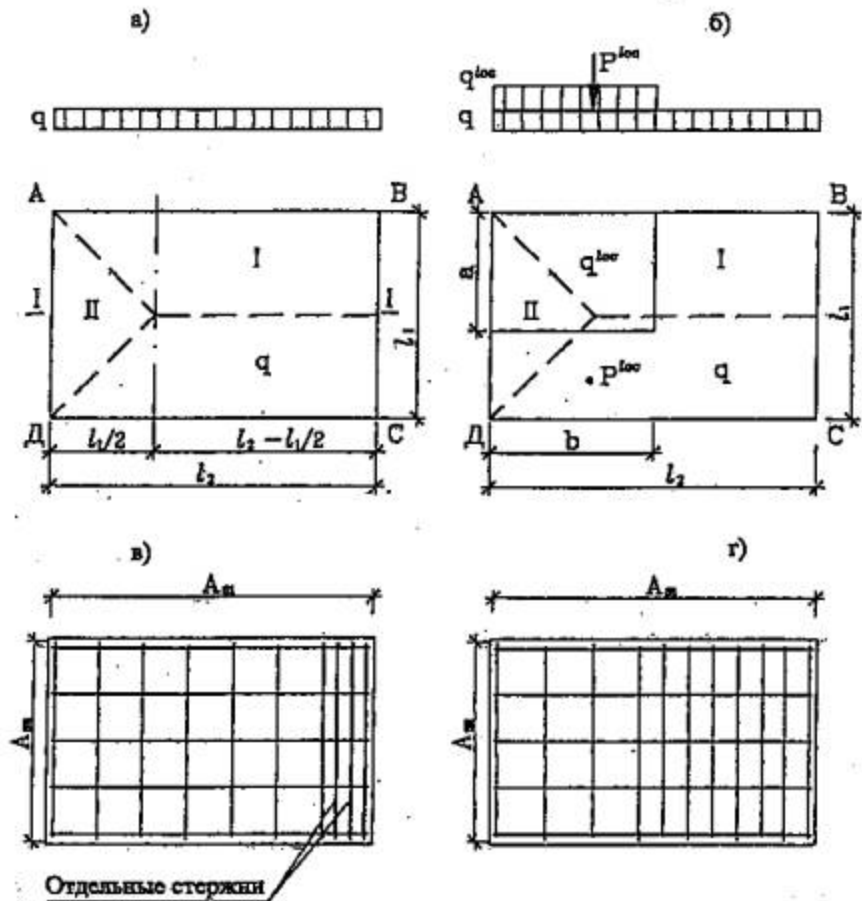


Рис. 21. Принципиальные схемы рационального армирования плит, свободно опертых по трем сторонам:

а - участки с различными схемами излома при равномерной нагрузке; б - то же при наличии локальных нагрузок; в - схема концентрации арматуры A_{s1} отдельными стержнями; г - то же в сетках

5.3. Если по расчету на действие нормативных нагрузок трещины в плитах не образуются, что имеет место, например, в плитах, опираемых по контуру или по трем сторонам в зданиях с узким шагом несущих стен, допускается устанавливать рабочую арматуру в обоих направлениях с шагом до 400 мм, но не более $3h$, в остальных случаях такие шаги допускаются при условии ограничения ширины раскрытия трещин согласно [3,4]. При обрыве части стержней (см. п. 5.5) расстояния между доводимыми до опор стержнями не должны превышать 800 мм или $6h$.

5.4. При подборе арматуры необходимо обеспечивать такие условия, чтобы по сечениям излома армирование было не меньше минимального, требуемого [3,4]. Эквивалентный процент армирования определяется:

плит опертых по контуру

$$\mu_3 = \frac{a_{s1}(\lambda + \sqrt{2} - 1) + a_{s2}\sqrt{2}}{h_{os}(\lambda + 2\sqrt{2} - 1)}, \quad (5.1)$$

плит, опертых по трем сторонам

$$\mu_3 = \frac{a_{s1}[\lambda + 0,5(\sqrt{2} - 1)] + 0,5\sqrt{2}a_{s2}}{h_{os}[\lambda + 0,5(2\sqrt{2} - 1)]}, \quad (5.2)$$

где a_{s1} и a_{s2} - усредненные площади арматуры A_{s1} и A_{s2} на 1 м сечений 1-1 и 2-2 (см. [рис. 1](#) и [4](#));

h_{os} - усредненная рабочая высота; $h_{os} = 0,5(h_{o1} + h_{o2})$.

Для участков плит, опертых по трем сторонам, рассчитываемых по балочной схеме, и балочных плит эквивалентный процент армирования определяется по [3,4], как для плит, опертых по двум сторонам.

5.5. В плитах перекрытий, опертых по контуру или по трем сторонам, в зданиях с узким шагом несущих стен, рекомендуется 50 % арматуры короткого направления не доводить до опор на расстояние $a = 0,14 l_1 - 20 d$, где l_1 - короткий пролет, d - диаметр арматуры. В балочных плитах эта рекомендация распространяется на рабочую арматуру.

5.6. В плитах с отверстиями или вырезами для пропуска санитарно-технических коммуникаций пересекающая их арматура обычно перерезается. Для ее компенсации следует устанавливать по контуру отверстий или вырезов укороченные стержни или плоские каркасы сечением, эквивалентным по прочности вырезанной арматуре. Стержни должны заводиться за грань отверстия или выреза на расстояние, необходимое для обеспечения их анкеровки и прочности ослабленных сечений. При несимметричном относительно центра плиты положении отверстия или выреза большую часть компенсирующих стержней

следует располагать: у плит, опертых по контуру, ближе к центру, у плит, опертых по трем сторонам, ближе к свободному краю плиты.

5.7. В плитах, имеющих у свободного края под несущей наружной стеной "термоокна", армирование перемычек - ребер между ними (см. [рис. 9](#), [10](#)) следует производить объемными каркасами (рис. 22) с верхними рабочими и нижними монтажными стержнями. При этом рабочую арматуру крайних ребер, примыкающих к несущим стенам, следует увеличивать на 20 % по отношению к средним значениям, полученным по расчету. Если сечение арматуры по конструктивным соображениям принимается более, чем на 20 %, против полученной по расчету, то дополнительное усиление крайних ребер не требуется. Длина каркасов определяется из расчета необходимой анкеровки согласно (8.3) [3,4].

5.8. В плитах с большим вылетом консолей (см. [рис. 9](#), б и [10](#), б) армирование перемычек-ребер производится по аналогии с 5.7. Армирование остальной части консоли необходимо выполнять согласно [рис. 23](#), при этом длина анкеровки определяется расчетом только для стержней, расположенных вблизи несущих стен, а стержни, расположенные в средней части пролета, заводятся за сечение 2-2 на длину, равную половине пролета l_1 .

6. Примеры расчета

Пример 1. Определить расчетное армирование, проверить прочность, прогиб и при необходимости раскрытие трещин опертой по контуру с защемлением в платформенных стыках сплошной плиты перекрытия для конструктивной ячейки $3,6 \times 5,7$ м крупнопанельного жилого дома. Нагрузки равномерно распределены по площади.

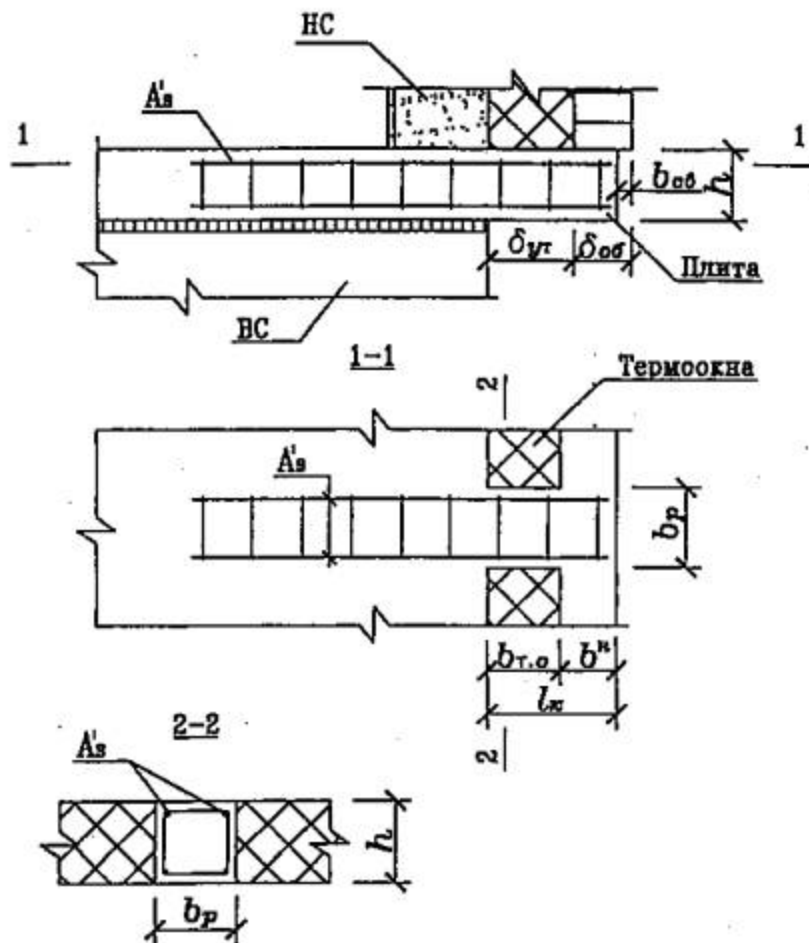


Рис. 22. Схемы армирования ребер между «термоокнами» (арматура плиты условно не показана)

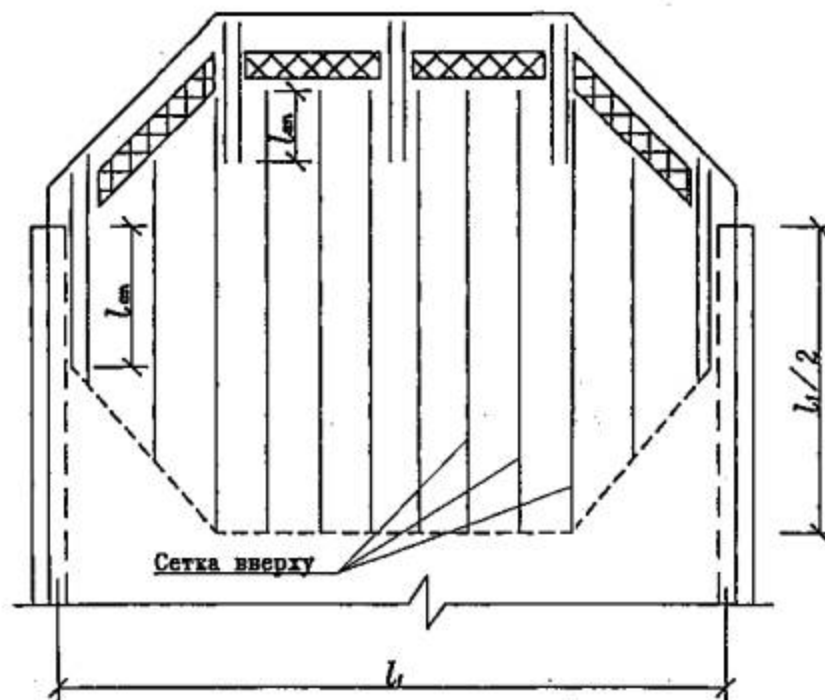


Рис. 23. Принципиальная схема армирования консольной части плиты под эркером
(нижняя арматура плиты, распределительная в верхней сетке и каркасах условно не показаны)

1) Исходные данные. Размеры плиты в плане $L_1 \times L_2 = 358 \times 568$ см, толщина $h = 16$ см. Плита изготовлена в горизонтальном положении. Выемка из форм и монтаж осуществляются балансирующей траверсой или стропами за 6 петель или отверстий. Бетон - тяжелый класса В15 с расчетными характеристиками (МПа) [3,4]: $R_B = 7,65$ ($\gamma_{B1} = 0,9$); $R_{Bt} = 0,67$ ($\gamma_{B1} = 0,9$); $R_{B,ser} = 11$; $R_{Bt,ser} = 1,1$; $E_B = 24000$. Рабочая арматура класса А400: в направлении L_1 - $\varnothing 8$ мм, в направлении L_2 - $\varnothing 5$ мм с расчетными сопротивлениями (МПа): $R_s = 355$; $R_{s,ser} = 400$; $E_s = 2 \cdot 10^5$. Защитный слой бетона до низа арматуры 15 мм. Арматура обоих направлений распределена равномерно, $\varphi_c = 1$. Опираение на стены толщиной 16 см.

2) Нормативные нагрузки (кПа): от собственного веса плиты $q_w = 4$; от конструкции пола и перегородок $q_{r1} = 0,6$; временная $q_t = 1,5$, в т.ч. пониженная $q_{t1} = 0,3$.

3) Сочетания нагрузок (кПа). Расчетная $q = 1,1 \cdot q_w + 1,3(q_{r1} + q_t) = 1,1 \cdot 4 + 1,3(0,6 + 1,5) = 7,1$; нормативные: для проверки по образованию трещин по (3.1), (3.2): $q_s = q_w = 4$; $q_r = q_{r1} + q_t = 0,6 + 1,5 = 2,1$; для проверки прогибов и ширины раскрытия трещин по (3.1), (3.3): $q_s = 4$; $q_{r1} = q_{r1} + q_{t1} = 0,6 + 0,3 = 0,9$.

4) Подбор рабочей арматуры по прочности.

Расчетные пролеты (см): $l_1 = 351$; $l_2 = 561$; $\lambda = l_2/l_1 = 561/351 = 1,6$; $\gamma = l_1/h = 351/16 = 22$; $\varphi_c = 1$; $m \gg 0,4$ (по [рис. 2](#)); $K_{sp} = 0,94$ (по [рис. 3](#)); рабочие высоты (см): $h_{o1} = 14,1$; $h_{o2} = 13,4$. По (2.1), (2.2) требуется:

в коротком направлении

$$A_{s1} = \frac{(3\lambda - 1) \cdot \lambda \cdot q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_{sp}}{24(\lambda + m)R_s \cdot h_{o1}} = \frac{(3 \cdot 1,6 - 1) \cdot 1,6 \cdot 7,1 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3} \cdot 351^3 \cdot 0,94}{24(1,6 + 0,4) \cdot 355 \cdot 14,1} = 7,23 \cdot \text{см}^2 ;$$

$$A_{s2} = \frac{(3\lambda - 1) \cdot m \cdot q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_{sp}}{24(\lambda + m)R_s \cdot h_{o2}} = \frac{(3 \cdot 1,6 - 1) \cdot 1,4 \cdot 7,1 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3} \cdot 351^3 \cdot 0,94}{24(1,6 + 0,4) \cdot 355 \cdot 13,4} = 1,93 \cdot \text{см}^2 ;$$

5) Проверка прочности

По полученной из подбора арматуре по ([2.15](#)), ([2.19](#)):

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{A_{s1}}{h_{o1} \cdot l_2} + \frac{A_{s2}}{h_{o2} \cdot l_1} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{7,23}{14,1 \cdot 561} + \frac{1,93}{13,4 \cdot 351} \right) = 0,00066 ;$$

$$\alpha = E_s/E_B = 2 \cdot 10^5 / 24000 = 8,33;$$

$$\xi_{ult} = 0,1 + 0,5 \mu \frac{R_{s1}}{R_B} = 0,1 + 0,5 \cdot 0,00066 \cdot \frac{355}{7,65} = 0,115;$$

$$\frac{1}{r_{\text{ук}}} = \frac{K_1 \cdot R_s}{h_{01} E_s} \left(1 + \frac{K_2 \cdot \mu \cdot \alpha}{\xi_{\text{ук}}} \right) = \frac{2 \cdot 355}{14,1 \cdot 2 \cdot 10^5} \left(1 + \frac{1,2 \cdot 0,00066 \cdot 8,33}{0,115} \right) = 26,6 \cdot 10^{-5} \cdot 1/\text{см},$$

$f_{\text{ult}} = 0,141 \cdot (1/r_{\text{ult}}) \cdot l^2 = 0,141 \cdot 26,6 \cdot 10^{-5} \cdot 351^2 = 4,62 \text{ см} > [f_{\text{ult}}] = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \gamma^2 \cdot l_1 = 2 \cdot 10^{-5} \cdot 22^2 \cdot 351 = 3,4 \text{ см}$; условие ограничения величины предельного прогиба не выполняется, поэтому принимается $f_{\text{ult}} = [f_{\text{ult}} = 3,4 \text{ см}$.

По (2.11) - (2.13) и (2.21) - (2.23):

$$\Sigma N_{\text{си}} = R_s \cdot (A_{\text{с1}} + A_{\text{с2}}) = 355 \cdot (7,23 + 1,93) \cdot 10^{-1} = 325,2 \text{ кН};$$

$$x = \frac{\Sigma N_{\text{си}}}{R_{\text{с1}} l_1} = \frac{325,2 \cdot 10^1}{7,65 \cdot 351} = 1,21 \cdot \text{см}; d = \frac{f_{\text{ук}} + x}{3} = \frac{3,4 + 1,21}{3} = 1,54;$$

$$z_1 = h_{01} f_{\text{ult}} - d = 14,1 + 3,4 - 1,54 = 15,96 \text{ см}; z_{12} = h_{01} + f_{\text{ult}}/2 - d = 14,1 + 3,4/2 - 1,54 = 14,26 \text{ см};$$

$$z_2 = h_{02} + f_{\text{ult}}/2 - d = 13,4 + 3,4/2 - 1,54 = 13,56 \text{ см}.$$

По (2.10)

$$\tilde{M}_1 = R_s A_{s1} (1 - 1/\lambda) z_1 = 355 \cdot 7,23 \cdot (1 - 1/1,6) \cdot 15,96 \cdot 10^{-3} = 15,36 \cdot \text{кНм};$$

$$\tilde{M}_2 = R_s [A_{s1} \cdot (1/\lambda) z_{12} + A_{s2} z_2] = 355 \cdot [7,23 \cdot (1/1,6) \cdot 14,26 + 1,93 \cdot 13,56] \cdot 10^{-3} = 32,15 \cdot \text{кНм}.$$

По (2.8)

$$q_{\gamma_n} \leq \frac{24(\tilde{M}_1 + \tilde{M}_2)}{l_1^2 (3l_2 - l_1)} = q_{\text{нн}};$$

$$7,1 \cdot 0,95 = 6,75 \cdot \text{кПа} < \frac{24(15,36 + 32,15)}{3,51^2 (3 \cdot 5,61 - 3,51)} = 6,95 \cdot \text{кПа};$$

прочность обеспечивается.

б) Проверка 8.3.4 [3] на минимальное армирование Площади арматуры, требуемые по прочности на 1 м сечений:

$$a_{s1} = A_{s1}/l_2 = 7,23/561 = 0,0129 \text{ см}^2/\text{см}; a_{s2} = A_{s2}/l_1 = 1,93/351 = 0,0055 \text{ см}^2/\text{см};$$

по (5.5) $h_{0э} = 0,5 (h_{01} + h_{02}) = 0,5(14,1 + 13,4) = 13,8$ см; эквивалентный процент армирования по (5.3)

$$\mu_3 = \frac{\alpha_{3,1}(\lambda + \sqrt{2} - 1) + \alpha_{3,2} - \sqrt{2}}{k_{\text{ос}}(\lambda + 2\sqrt{2} - 1)} = \frac{0,0129 \cdot (1,6 + 1,41 - 1) + 0,0055 - 1,41}{13,8 \cdot (1,6 + 2 \cdot 1,41 - 1)} \cdot 100\% = 0,073\% < [\mu_{\text{min}}] = 0,1\%;$$

требование 8.3.4 [3] не выполняется; в связи с этим расчетные сечения арматуры увеличиваются пропорционально отношению $[\mu_{\text{min}}]/\mu_3 = 0,1/0,073 = 1,37$; при этом $A_{S1} = 7,23 \cdot 1,37 = 9,91 \text{ см}^2$; $A_{S2} = 1,93 \cdot 1,37 = 2,64 \text{ см}^2$; принимается $A_{S1} = 20 \text{ } \varnothing 8 = 10,06 \text{ см}^2$ (шаг 300 мм); $A_{S2} = 14 \text{ } \varnothing 5 = 2,74 \text{ см}^2$ (шаг 300 мм).

7) Проверка трещиностойкости и жесткости

Для проверки трещинообразования по рис.11: $\alpha_1 = 0,083$; $\alpha_2 = 0,038$; $\alpha_3 = 0,077$; по (3.5), (3.6) на 1 м ширины сечений: $M_{\text{sp}} = (\alpha_1 q_s + \alpha_2 q_r) \cdot b \cdot l_1^2 \cdot \gamma_n = (0,083 \cdot 4 + 0,038 \cdot 2,1) \cdot 1 \cdot 3,51^2 \cdot 0,95 = 4,82 \text{ кНм}$; $M_{\text{sup}} = K_{\text{sup}} - \alpha_3 \cdot q_r \cdot b \cdot l_1^2 \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 0,077 \cdot 2,1 \cdot 1 \cdot 3,51^2 \cdot 0,95 = 2,1 \text{ кНм}$.

Пренебрегая с незначительным запасом арматурой, по (3.8) $W_{pl} = 0,22 \text{ вл}^2 = 0,22 \cdot 100 \cdot 16^2 = 5632 \text{ см}^3$; по (3.4) $M_{\text{сгс}} = R_{\text{вт,сер}} \cdot W_{pl} = 1,1 \cdot 5632 \cdot 10^{-3} = 6,2 \text{ кНм}$.

Так как $M_{\text{sp}} < M_{\text{сгс}}$ и $M_{\text{sup}} < M_{\text{сгс}}$, трещины не образуются ни в пролете, ни у опор.

Для проверки прогиба по рис. 12:

$$\beta_1 = 0,095; \beta_2 = 0,027; \text{ по (7.38) и табл. 5.5 [3]}$$

$$E_{B1} = E_B / (1 + \varphi_{B,сг}) = 24000 / (1 + 2,8) = 6316 \text{ МПа};$$

По (3.9)

$$f = \frac{l_1^4}{E_{B1} \cdot h^3} (\beta_1 \cdot q_s + \beta_2 \cdot q_n) \cdot \gamma_n = \frac{351^4}{6316 \cdot 16^3} (0,095 \cdot 4 + 0,027 \cdot 0,09) \cdot 10^{-3} \cdot 0,95 = 0,23 \cdot \text{см};$$

$$\frac{f}{l_1} = \frac{0,23}{351} = \frac{1}{1526} < \left[\frac{f}{l_1} \right] = \frac{1}{160};$$

жесткость достаточна.

Проверка ширины раскрытия трещин ввиду их отсутствия не требуется.

Пример 2. По данным примера 1 рассчитать плиту с дополнительными нагрузками от санузла, расположенного в углу (рис. 5) и вентблока. Конструкция санузла принимается в двух вариантах: 1) объемная санкабина; 2) санузел "россыпью". Нагрузка от санкабины весом $G_K = 30$ кН передается двумя сосредоточенными грузами $P_K = G_K/2$ на расстояниях от осей опор $x_K = y_K = 10$ см, от вентблока - $x_6 = 40$ см, нагрузка от санузла "россыпью" - равномерно распределенная q_c на площади $A_c = a_c \cdot b_c$.

Сосредоточенные нагрузки от санкабины и вентблока (кН): нормативные $G_K^n = 30$; $P_K^n = 30/2 = 15$; $P_6^n = 10$; расчетные $P_K = 16,5$; $P_6 = 11$; равномерно распределенные от санузла "россыпью" (кПа): $q_c^n = 6,2$; $q_c = 6,8$.

По (2.28) при прогибе точек E и F, равном 1 (м):

$$V = \frac{l_1(3l_2 - l_1) \cdot f_E}{6} = \frac{3,51 \cdot (3 \cdot 5,61 - 3,5) \cdot 1}{6} = 7,79 \cdot \text{м}^3.$$

Из геометрии рис. 5 скорости перемещений под сосредоточенными грузами: $w_K(x) = 2 \cdot x_K f_E / l_1 = 2 \cdot 10 \cdot 1 / 351 = 0,06$ м; $w_K(y) = w_K(x) = 0,06$ м; $w_6 = 2 \cdot x_6 f_E / l_1 = 2 \cdot 40 \cdot 1 / 351 = 0,23$ м; объем фигуры под санузлом $V_c \gg V/4 = 7,79/4 = 1,95 \text{ м}^3$.

По (2.27) от расчетных нагрузок для подбора арматуры и проверки прочности: 1) при варианте с санкабиной

$$q_3^{loc} = \frac{2 \cdot P_K \cdot w_K + P_6 \cdot w_6}{V} = \frac{2 \cdot 16,5 \cdot 0,16 + 11 \cdot 0,23}{7,79} = 0,58 \cdot \text{кПа},$$

что по отношению к основной расчетной нагрузке $q = 7,1$ кПа составляет $\gg 8$ % и требует соответствующего увеличения армирования.

2) при варианте с санузлом "россыпью"

$$q_3^{loc} = \frac{q_c \cdot V_c + P_{\text{в}} \cdot w_{\text{в}}}{V} = \frac{6,8 \cdot 1,95 + 11 \cdot 0,23}{7,79} = 2,04 \cdot \text{кПа},$$

по (2.31) суммарная расчетная нагрузка $q_{\Sigma} = q + q_{\Sigma}^{loc} = 7,1 + 2,04 = 9,14$ кПа, что на 29 % больше основной $q = 7,1$ кПа; в этом случае сечение рабочей арматуры обоих направлений следует увеличить также на 29 %.

Пример 3. По данным примера 1 рассчитать плиту на действие монтажных нагрузок. Размеры плиты в плане (см): $L_1 = 358$, $L_2 = 568$. Подъем плиты осуществляется за шесть отверстий (см. [рис 19](#)) балансирующей траверсой или стропами; отверстия располагаются вдоль коротких и длинных краев плиты на расстояниях $a_x = a_k = 60$ см; расстояния между рядами отверстий: $a_0 = L_1 - 2a_k = 358 - 2 \cdot 60 = 238$ см; $a_0 = 0,5 \cdot L_2 - a_k = 0,5 \cdot 568 - 60 = 224$ см.

Расчетный вес плиты с учетом коэффициента динамичности $G_0 = \xi \cdot q_w \cdot L_1 \cdot L_2 = 1,4 \cdot 4 \cdot 3,58 \cdot 5,68 = 114$ кН; коэффициенты неравномерности усилий по сечениям плиты γ_0 и γ'_0 - по 4.1. Характеристика прочности бетона принимается исходя из набора 75 %-ой проектной $R_{\text{вт}} = \gamma_{\text{в1}} \cdot K_0 \cdot R_{\text{вт}} = 1,1 \cdot 0,75 \cdot 0,75 = 0,62$ МПа.

Проверка сечений 1'-1' и 1-1, нормальных к коротким краям. Расчетная схема - однопролетная балка шириной L_2 , пролетом a_0 (см. [рис. 19](#)) и двумя консолями вылетом a_k . Изгибающие моменты в расчетных сечениях (кНм):

1'-1':

$$|M_1'| = \gamma'_0 \cdot \frac{G_0 a_x^2}{2L_1} \cdot \gamma_x = 1,4 \cdot \frac{114 \cdot 0,6^2}{2 \cdot 3,58} \cdot 0,95 = 7,63;$$

1-1

$$M_1 = \gamma_0 \frac{G_0}{2L_1} \left(\frac{a_0^2}{4} - a_n^2 \right) \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot \frac{114}{2 \cdot 3,58} \left(\frac{2,38^2}{4} - 0,6^2 \right) \cdot 0,95 = 19,21;$$

предельный момент трещинообразования по бетону:

$$M_{\text{срс},1}^0 = 0,22 \cdot R_{\text{вт}}^0 \cdot L_2 \cdot h^2 = 0,22 \cdot 0,58 \cdot 568 \cdot 16^2 \cdot 10^{-3} = 19,84 \text{ кНм.}$$

Так как

$|M_1'|$ и $M_1 < M_{\text{срс},1}^0$, прочность сечений 1'-1' и 1-1 обеспечивается бетоном.

Проверка прочности сечений 2'-2'; 2-2, 2''-2''. нормальных к длинным краям. Расчетная схема - двухпролетная балка шириной L_1 , с пролетами v_0 (см. рис. 19) и двумя консолями вылетом v_K . Изгибающие моменты в расчетных сечениях (кНм):

2'-2'

$$|M_2'| = \gamma_0' \frac{G_0 a_n^2}{2L_2} \cdot \gamma_n = 1,4 \cdot \frac{114 \cdot 0,6^2}{2 \cdot 5,68} \cdot 0,95 = 4,91;$$

2-2

$$M_2 = \gamma_0 G_0 (0,0444L_2 - 0,3 v_K) \cdot \gamma_n = 1,2 \cdot 114 (0,0444 \cdot 5,68 - 0,3 \cdot 0,6) \cdot 0,95 = 9,36;$$

2''-2''

$$|M_2''| = \gamma_0' G_0 (0,3 a_0 - 0,125 \cdot L_2) \cdot \gamma_n = 1,4 \cdot 114 \cdot (0,3 \cdot 2,24 - 0,125 \cdot 5,68) \cdot 0,95 = 5,75;$$

пределный момент трещинообразования

$$M_{срс,2}^0 = 0,22 \cdot R_{вт} \cdot L_1 \cdot h^2 = 0,22 \cdot 0,62 \cdot 368 \cdot 16^2 \cdot 10^{-3} = 12,50 \text{ кНм.}$$

Так как $|M_2|$, M_2 и $|M_2''| < M_{срс,2}^0$, прочность сечений 2'-2'; 2-2, 2''-2'' обеспечивается бетоном.

Пример 4. Определить эквивалентную, приведенную к линейной, краевую нагрузку от несущей (навесной) наружной стены на опертую по трем (одной короткой и двум длинным) сторонам плиту перекрытия с шагом несущих стен вдоль свободного края $L_1 = 3,6$ м. Высота этажа $H_{эт} = 2,8$ м.

1) Исходные данные. Несущие внутренние стены и плиты перекрытий толщиной 16 см из тяжелого бетона. В плитах под наружной стеной предусматриваются "термоокна" сечением 16×16 см, длиной в среднем 60 см, заполняемые минватой, с ребрами между ними шириной 15 см. Наружная стена - трехслойная из штучных материалов с наружным слоем из облицовочного кирпича $\gamma_{кл} = 1600 \text{ кг/м}^3$, $\delta_{кл} = 12$ см, средним теплоизоляционным слоем из пенополистирола $\gamma_{ут} = 40 \text{ кг/м}^3$, $\delta_{ут} = 14$ СхМ, внутренним слоем из ячеистобетонных блоков $\gamma_{бл} = 500 \text{ кг/м}^3$, $\delta_{бл} = 20$ см и цементно-песчаной штукатурки $\gamma_{шт} = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta_{шт} = 2$ см, общая толщина стены $h_{ст} = 48$ см. Высота стены "в свету", при наличии эластичной прокладки под плитой, $H_{ст} \approx 2,62$ м, размеры окна $1,5 \times 1,5$ м, высота подоконной части $h_{под} = 0,9$ м, надоконной, включая перемычку, $h_{пер} = 0,22$ м. Ширина простенков по облицовке $b_{пр} = 1,1$ м, по остальным слоям 1 м, в среднем $b_{пр} \approx 1,05$, надоконной перемычки и подоконной части в среднем $b_{пер} = b_{под} \approx 1,5$ м. Весом оконного блока и разницей в весе перемычки и материала стены пренебрегается.

2) Нагрузки от стены. В качестве расчетной схемы передачи нагрузки от стены на плиту принимается (см. рис. 8): нагрузка от надоконной перемычки равными долями передается на простенки; нагрузка от простенков с учетом приходящихся на них усилий от перемычки считается линейно распределенной по их ширине (длине); нагрузка от подоконной части - линейно распределенной по ее ширине (длине).

Нагрузка от глухой части стены на 1 м^2 (кПа):

нормативная $q_{гл}^н = [1600 \cdot 0,12 \cdot 1 \text{ (облицовка)} + 40 \cdot 0,14 \text{ (утеплитель)} + 500 \cdot 0,2 \text{ (блоки)} + 1800 \cdot 0,02 \text{ (штукатурка)}] \cdot 10^{-2} = (192 + 5,6 + 100 + 36) \cdot 10^{-2} = 3,34$; расчетная $q_{гл} = [1,1 \cdot 192 + 1,2 \cdot 100 + 1,3 \cdot (5,6 + 36)] \cdot 10^{-2} = 3,85$.

Линейные нагрузки (кН/м): нормативные: на простенки $p_{пр}^н = q_{гл}^н [b_{пр} \cdot H_{ст} \text{ (от простенков)} + b_{пер} \cdot h_{пер} / 2 \text{ (от надоконной перемычки)}] / b_{пр} = 3,34 (1,05 \cdot 2,62 + 1,5 \cdot 0,22 / 2) / 1,05 = 9,27$; на подоконную часть $p_{под}^н = q_{гл}^н \cdot h_{под} = 3,34 \cdot 0,9 = 3,01$; расчетные пропорционально $q_{гл} / q_{гл}^н - 1,15$: на простенки $p_{пр} = 1,15 \cdot 9,27 = 10,69$; на подоконную часть $p_{под} = 1,15 \cdot 3,01 = 3,46$.

Изгибающие моменты от этих нагрузок $|M|$ (кНм): от нормативной $M_{ст}^n = p_{пр}^n \cdot b_{пр}^2 / 2 + p_{под}^n \cdot b_{под} \cdot (L_1 - l_{под} / 2) / 4 = 9,27 \cdot 1,05 / 2 + 3,01 \cdot 1,5 \cdot (3,6 - 1,5 / 2) / 4 = 8,32$; от расчетной $M_{ст} = M_{ст}^n \cdot q_{ГЛ} / q_{ГЛ}^n = 8,32 \cdot 1,15 = 9,56$.

Приведенные по (2.37) эквивалентные линейные нагрузки (кН/м): нормативная $p_{э}^n = 8 M_{ст}^n / L^2 = 8 \cdot 8,32 / 3,5^2 = 5,43$; расчетная $p_{э} = 8 M_{ст} / L^2 = 8 \cdot 9,56 / 3,5^2 = 6,24$.

Пример 5. Определить расчетное армирование, проверить прогиб и раскрытие трещин опертой по трем (одной короткой и двум длинным) сторонам плиты для конструктивной ячейки $3,6 \times 5,7$ м, толщиной 16 см, заземленной на опорах в платформенных стыках. Нагрузки: равномерно распределенная по площади в комнатной части и краевая линейная от несущей наружной стены, выполняемой из кирпича и мелких блоков с эффективным утеплителем.

1) Исходные данные. Плита изготовлена в горизонтальном положении. Бетон тяжелый класса В20 с расчетными сопротивлениями (МПа): $R_B = 10,35$ ($\varphi_{B1} = 0,9$); $R_{Bt} = 0,81$ ($\varphi_{B1} = 0,9$); $R_{B,сер} = 15$; $R_{Bt,сер} = 1,35$; $E_B = 27500$. Рабочая арматура из стали класса А400 с расчетными сопротивлениями (МПа): $R_S = 355$; $R_{B,сер} = 400$; $E_S = 2 \cdot 10^5$. Защитный слой бетона до нижнего ряда арматуры 15 мм; армирование в направлении l_1 неравномерное (см. рис. 21,а), в направлении l_2 - равномерное.

Нормативные нагрузки, равномерно распределенные по площади (кПа): от собственного веса плиты $q_W = 4$; от конструкций пола и легких перегородок $q_T = 0,8$; временная $q_t = 1,5$, в том числе пониженная (длительная) $q_t = 0,3$; краевая, приведенная к эквивалентной линейной, прикладываемая после заземления плиты в платформенных стыках, $p_T = 5,7$ кН/м.

2) Сочетания нагрузок. Равномерно распределенные (кПа):

$$\text{расчетная } q = \gamma_{fi} \cdot q_i = 1,1 \cdot q_W + 1,3 (p_T + p_n) = 1,1 \cdot 4 + 1,3 (0,8 + 1,5) = 7,39;$$

$$\text{для проверки трещинообразования } q_s = q_W = 4; q_{Tl} = q_{T1} + q_t = 0,8 + 1,5 - 2,3;$$

$$\text{для проверки прогиба и раскрытия трещин } q_s = 4; q_{Tl} = q_{T1} + q_{tl} = 0,8 + 0,3 = 1,1;$$

$$\text{полная нормативная } q_n = q_s + q_T = 4 + 2,3 = 6,3; \text{ в т.ч. } q_l = q_s + q_{Tl} = 4 + 1,1 = 5,1;$$

краевые линейные (кН/м):

расчетная $p = 6,5$ для проверки трещинообразования, прогиба и раскрытия трещин $p_T = p_{Tl} = p_n = 5,7$.

3) Подбор рабочей арматуры по прочности

Плита рассматривается как свободно (шарнирно) опертая с закрепленными от подъема углами. Расчетные пролеты $l_1 \times l_2 = 3,51 \times 5,65$ м; отношение пролетов $\lambda = l_2/l_1 = 5,65/3,51 = 1,6$; рабочие высоты: $h_{01} = 13,8$ см; $h_{02} = 12,9$ см; по рис. 2 коэффициент $m = 0,1$, $0,2$, принимается $m = 0,15$.

Задавшись коэффициентом концентрации арматуры $\varphi_c = 1,5$, интерполируя (2.8), находим $K_c = 1,11$.

Необходимое сечение арматуры от равномерно распределенной нагрузки по (2.3), (2.4):

$$A_{s1}^{un} = \frac{(6\lambda - 1) \cdot \lambda \cdot q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_c}{24(2\lambda + m) \cdot R_s \cdot h_{01}} = \frac{(6 \cdot 1,6 - 1) \cdot 1,6 \cdot 7,39 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95 \cdot 351^3 \cdot 1,11}{24(2 \cdot 1,6 + 0,15) \cdot 355 \cdot 13,8} = 11,67 \cdot \text{см}^2;$$

$$A_{s2}^{un} = \frac{(6\lambda - 1) \cdot m \cdot q \cdot \gamma_n \cdot l_1^3 \cdot K_c}{24(2\lambda + m) \cdot R_s \cdot h_{02}} = \frac{(6 \cdot 1,6 - 1) \cdot 0,15 \cdot 7,39 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95 \cdot 351^3 \cdot 1,11}{24(2 \cdot 1,6 + 0,15) \cdot 355 \cdot 12,9} = 1,35 \cdot \text{см}^2;$$

принимается по прочности $A_{s1}^{un} = A_{s1}^{int} + A_{s1}^{con} = 19 \text{ } \emptyset 8$ мм (равномерно по площади плиты с шагом 300 мм) + 2 $\emptyset 12$ мм (отдельные стержни в зоне концентрации у свободного края) = 9,56 + 2,26 = 11,82 см²; $A_{s2} = 10 \text{ } \emptyset 5$ мм (шаг 400 мм) = 1,96 см². Коэффициент концентрации арматуры A_{s1}^{un} по (2.7) $\varphi_c = 1 + 2 A_{s1}^{ex}/A_{s1}^{int} = 1 + 2 \cdot 2,26/9,56 = 1,47 \gg 1,5$, перерасчета не требуется.

Необходимое сечение арматуры от краевой нагрузки как для балочной плиты пролетом l_1 при расчетной ширине краевой полосы по (2.38) $ved = v_p + l_1/6 = 16 + 351/6 = 75$ см и изгибающем моменте $M_{cr} = p \cdot l^2/8 = 6,5 \cdot 3,51^2/8 = 10,01$ кНм.

По (3.21) |4|:

$$\alpha_m = \frac{M_{cm}}{R_s \cdot e_{ed} \cdot h_{01}^2} = \frac{10,01 \cdot 10^3}{10,5 \cdot 75 \cdot 13,8^2} = 0,067;$$

так как $\alpha_m > \alpha_R = 0,39$ (табл. 3.2 [4]),

то (

$$A_{s1}^{cm} = R_s \cdot e_{ed} \cdot h_{01} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s = 10,35 \cdot 75 \cdot 13,8 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,067}) / 355 = 2,14 \cdot \text{см}^2;$$

принимается $A_{s1}^{CT} = 2 \cdot \text{Ø}12 \text{ мм} = 2,26 \text{ см}^2$.

Суммарное количество арматуры A_{s1}^{ed} , располагаемой в зоне концентрации в максимально возможной близости от свободного края $A_{s1}^{ed} = A_{s1}^{con} + A_{s1}^{CT} = 2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ см}^2$ (4 Ø12 А400).

4) Проверка прочности. По (2.27)-(2.31): $A_{ed} = l_1 \cdot f_E / 2 = 3,51 \cdot 1/2 = 1,76 \text{ м}^2$; $V = l_1 \cdot (6 l_2 - l_1) \cdot f_E / 12 = 3,51(6 \cdot 5,65 - 3,51) / 12 = 8,89 \text{ м}^3$; $q_{\text{э}}^{\text{loc}} = p_{ed} \cdot A_{ed} / V = 6,5 \cdot 1,76 / 8,89 = 1,28 \text{ кПа}$; $q_{\text{э}} = q + q_{\text{э}}^{\text{loc}} = 7,39 + 1,29 = 8,68 \text{ кПа}$.

По полученной из подбора арматуре $A_{s1} = A_{s1}^{\text{un}} + A_{s1}^{\text{ed}} = 11,67 + 2,02 = 13,69 \text{ см}^2$ и $A_{s2}^{\text{un}} = 1,35 \text{ см}^2$. По (2.23), (2.24):

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_{s1}}{R_s \cdot l_2} = \frac{355 \cdot 13,69}{10,35 \cdot 565} = 0,84 \cdot \text{см}; x_2 = \frac{R_s \cdot A_{s2}}{R_s \cdot l_1} = \frac{355 \cdot 1,35}{10,35 \cdot 351} = 0,13 \cdot \text{см};$$

$$\bar{M}_1 = R_s \cdot A_{s1} (h_{01} - 0,5x_1) = 355 \cdot 13,69 \cdot (13,8 - 0,5 \cdot 0,84) \cdot 10^{-3} = 65,03 \cdot \text{кНм};$$

$$\bar{M}_2 = R_{s, A_{s,2}} (k_{02} - 0,5x_2) = 355 \cdot 1,35 \cdot (12,9 - 0,5 \cdot 0,13) \cdot 10^{-3} = 6,15 \cdot \text{кНм};$$

Коэффициент концентрации принятой при подборе арматуры по (2.7) $\varphi_c = 1 + 2 \cdot A_{sl}^{ed} / A_{sl}^{un} = 1 + 2 \cdot 4,52 / 9,56 = 1,95 \gg 2$; из (2.8) $K_c \gg 1$.

По (2.25)

$$q, \gamma_n = 8,68 \cdot 0,95 = 8,25 \cdot \text{кПа} < \frac{24(2\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{l_1^2 (6 \cdot l_2 - l_1) K_c} = \frac{24 \cdot (2 \cdot 65,03 + 6,15)}{3,51^2 \cdot (6 \cdot 5,65 - 3,51) \cdot 1} = 8,73 \cdot \text{кПа};$$

прочность плиты обеспечивается.

5) Проверка прогиба

Для выбора методики определения прогиба производится проверка по образованию трещин от действия полных нормативных нагрузок.

С учетом частичного защемления плиты в платформенных стыках изгибающие моменты (кНм):

от равномерно распределенных по площади нагрузок по (3.5), (3.6) при α_i по рис. 12: $\alpha_1 = 0,129$; $\alpha_2 = 0,046$; $\alpha_3 = 0,085$:

$$M_{sp}^{un} = (\alpha_1 \cdot q_s + \alpha_2 \cdot q_r) \cdot e \cdot l_1^2 = (0,129 \cdot 4 + 0,046 \cdot 2,3) \cdot 1 \cdot 3,51^2 = 7,66;$$

$$M_{sup}^{un} = K_{sup} \cdot \alpha_3 \cdot q_r \cdot e \cdot l_1^2 = 1,1 \cdot 0,085 \cdot 2,3 \cdot 1 \cdot 3,51^2 = 2,65;$$

от краевой линейной нагрузки по (3.41), (3.42) при α_i по рис. 17: $\alpha_1^* = 0,25$; $\alpha_2^* = 0,129$; $\alpha_3^* = 0,253$:

$$M_{sp}^{cd} = \alpha_2^* \cdot p_r \cdot e \cdot l_1 = 0,129 \cdot 5,7 \cdot 1 \cdot 3,51 = 2,58;$$

$$M_{sup}^{cd} = \alpha_3^* \cdot p_r \cdot e \cdot l_1 = 0,253 \cdot 5,7 \cdot 1 \cdot 3,51 = 5,06.$$

Суммарные по (3.39), (3.40):

$$M_{sp} = (M_{sp}^{un} + M_{sp}^{ed}) \cdot \gamma_n = (7,66 + 2,58) \cdot 0,95 = 9,73 \text{ кНм};$$

$$M_{sup} = (M_{sup}^{un} + M_{sup}^{ed}) \cdot \gamma_n = (2,65 + 5,06) \cdot 0,95 = 7,32 \text{ кНм}.$$

По (3.8), без учета арматуры $W_{pl} = 0,22 \cdot b \cdot h^2 = 0,22 \cdot 100 \cdot 16^2 = 5632 \text{ см}^3$.

По (7.6) [3]: $M_{crс} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,35 \cdot 5632 \cdot 10^{-3} = 7,60 \text{ кНм}$. Так как $M_{sp} > M_{crс}$, а с учетом перераспределения усилий с пролета на опоры и $M_{sup} > M_{crс}'$, то трещины образуются и в пролете и у опор.

Для определения прогиба перед образованием трещин учитывается влияние частичного защемления плиты на опорах и краевой нагрузки.

По (3.47) - (3.49):

$$m_{red} = M_{sp}^{un} / M_{sp}^{ed} = 7,66 / 2,58 = 2,97;$$

$$\alpha_{1,red} = \frac{\alpha_1 m_{red} + \alpha_1^*}{m_{red} + 1} = \frac{0,129 \cdot 2,97 + 0,253}{2,97 + 1} = 0,16;$$

$$\alpha_{2,red} = \frac{\alpha_1 m_{red} + \alpha_2^*}{m_{red} + 1} = \frac{0,046 \cdot 2,97 + 0,129}{2,97 + 1} = 0,067.$$

По (3.15) - (3.16):

$$q_{crс}^s = \frac{M_{crс}}{\alpha_1 \cdot b \cdot l_1^2} = \frac{7,60}{0,129 \cdot 1 \cdot 3,51^2} = 4,78 \cdot \text{кПа} > q_s = 4 \cdot \text{кПа};$$

$$q_{acc} = q_s \cdot \frac{\alpha_{1,red}}{\alpha_{2,red}} - q_s \left(\frac{\alpha_{1,red}}{\alpha_{2,red}} - 1 \right) = 4,78 \cdot \frac{0,16}{0,067} - 4 \cdot \left(\frac{0,16}{0,067} - 1 \right) = 5,86 \cdot \text{кПа}.$$

По (3.9) при $E_{B1} = 0,85$ $E_B = 0,85 \cdot 27500 = 23375$ МПа вместо $E_{B,T}$, $q_{сгс}$ - q_s вместо q_l и β_1 по рис. 12: $\beta_1 = 0,157$; $\beta_2 = 0,033$

$$f_{acc} = \frac{l_1^4}{E_{e1} \cdot h^3} [\beta_1 \cdot q_s + \beta_2 (q_{acc} - q_s)] = \frac{351^4}{23375 \cdot 16^3} [0,157 \cdot 4 + 0,033 \cdot (5,86 - 4)] \cdot 10^{-3} = 0,11 \cdot \text{см}$$

По (3.50) - (3.54) приведенные к эквивалентным равномерно распределенным по площади нагрузки (кПа):

$$q_{\text{э}}^n = q_n + K_{ed} \cdot p_n = 6,3 + 0,56 \cdot 5,7 = 9,49;$$

$$q_{\text{э}}^l = q_l + K_{ed} \cdot p_l = 5,1 + 0,56 \cdot 5,7 = 8,29;$$

$$q_{\text{э}} = q + K_{cdp} = 7,39 + 0,56 \cdot 6,5 = 11,03,$$

где $K_{ed} = \alpha_1^* / (\alpha_1 \cdot l_1) = 0,253 / (0,129 - 3,51) = 0,56$.

По (3.17)-(3.30) при требуемой из расчета прочности $A_{S1}^{TP} = 11,67 + 2,02 = 13,69$ см² и принятой арматуре

$$A_{S1}^{np} = 11,82 + 2,26 = 14,08 \text{ см}^2$$

$$q_{ult,2} = q_{ult,2}^s = q_s \cdot \frac{R_{s1,ser}}{R_{s1}} \cdot \frac{A_{s1}^{np}}{A_{s1}^{mp}} = 11,03 \cdot \frac{400}{355} \cdot \frac{14,08}{13,69} = 12,78 \cdot \text{кПа}$$

(защемление плиты в платформенных стыках в этой стадии не учитывается, опирание считается шарнирным);

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{A_{s1}}{h_{01} \cdot l_2} + \frac{A_{s2}}{h_{01} \cdot l_1} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{14,08}{13,8 \cdot 565} + \frac{1,96}{12,9 \cdot 351} \right) = 0,0011;$$

$$\zeta_{ult,2} = 0,1 + 0,5\mu \cdot R_{s1,ser} / R_{bt,ser} = 0,1 + 0,5 \cdot 0,0011 \cdot 400 / 15 = 0,11;$$

$$\frac{1}{r_{ult,2}} = \frac{0,9 \cdot R_{s1,ser}}{h_{01} \cdot E_{s1}} \left(1 + \frac{2,2 \cdot \mu \cdot \alpha}{\xi_{ult,2}} \right) = \frac{0,9 \cdot 400}{13,8 \cdot 2 \cdot 10^5} \cdot \left(1 + \frac{2,2 \cdot 0,0011 \cdot 7,27}{0,11} \right) = 15,13 \cdot 10^{-5} \cdot 1/см,$$

$$K_f = 1 + 0,2 (2\lambda - 1) = 1 + 0,2 (2 \cdot 1,6 - 1) = 1,44;$$

$$f_{ult,2} = 0,141 (1/r_{ult,2}) \cdot l_1^2 \cdot K_f = 0,141 \cdot 15,13 \cdot 10^{-5} \cdot 351^2 \cdot 1,44 = 3,78 \text{ см};$$

при проверке по эстетико-психологическим требованиям:

так как $q^l_{\varepsilon} > q_{срс}$, то по (3.10)

$$f_{зсм} = \varphi_2 \left[f_{срс} + (f_{ult,2} - f_{срс}) \cdot \left(\frac{q^l_{\varepsilon} - q_{срс}}{q_{ult,2} - q_{срс}} \right)^2 \right] \gamma_n = 2 \left[0,11 + (3,78 - 0,11) \cdot \frac{8,29 - 5,86^2}{12,78 - 5,86} \right] \cdot 0,95 = 1,07 \cdot см,$$

$$\frac{f_{зсм}}{l_1} = \frac{1,07}{351} = \frac{1}{328} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{160};$$

эстетико-психологические требования удовлетворяются.

При проверке по конструктивным требованиям по (3.55) определяется приращение прогиба от кратковременной части нормативной нагрузки

$$f_{\text{зр}} = \left(\frac{q_3^{\text{н}} - q_3^{\text{л}}}{q_3^{\text{н}}} \right) \cdot \left[f_{\text{срс}} + (f_{\text{укз2}} - f_{\text{срс}}) \cdot \left(\frac{q_3^{\text{н}} - q_{\text{срс}}}{q_{\text{укз2}} - q_{\text{срс}}} \right)^2 \right] \cdot \gamma_{\text{н}} = \frac{9,49 - 8,29}{9,49} \left[0,11 + (3,78 - 0,11) \cdot \left(\frac{8,29 - 5,86}{12,78 - 5,86} \right)^2 \right] \cdot 0,95 = 0,07 \cdot \text{см},$$

суммируя $f_{\text{кон}} = f_{\text{эст}} + f_{\text{rh}} = 1,07 + 0,07 = 1,14 \text{ см};$

для удовлетворения конструктивных требований величина зазора между верхом стены и низом перекрытия должна быть не менее $D = 2 \cdot f_{\text{кон}} = 2 \cdot 1,14 = 2,28 \text{ см}.$

б) Проверка ширины раскрытия трещин.

а) У свободного края по балочной схеме для полосы шириной $b_{\text{ед}} = 75 \text{ см}$ по 7.2.12, 7.2.15 [3]. Изгибающий момент от приведенной равномерно распределенной длительной нагрузки $M_l = q_{\text{л}}^{\text{л}} \cdot b_{\text{ед}} \cdot l^2 / 8 = 8,29 \cdot 0,75 \cdot 3,51^2 / 8 = 9,58 \text{ кНм};$ рабочая арматура $A_s = a_{\text{s1}} \cdot b_{\text{ед}} + A_{\text{s1}}^{\text{cd}} = 3,33 \cdot \emptyset 8 \cdot 0,75 + 4 \cdot \emptyset 12 = 1,26 + 4,52 = 5,78 \text{ см}^2.$

По 7.2.13 [3] $Z_s = 0,8 \cdot h_{01} = 0,8 \cdot 13,8 = 11,04 \text{ см},$ по (7.17) $\sigma_s = M_l / (Z_s \cdot A_s) = 9,59 \cdot 10^3 / (11,04 \cdot 5,78) = 150,1 \text{ МПа};$ $A_{\text{вт}} = b \cdot h / 2 = 75 \cdot 16 / 2 = 600 \text{ см}^2;$ $d_{\text{э}} \gg 11 \text{ мм} = 1,1 \text{ см};$ по (7.21) $l_s = 0,5 A_{\text{вт}} \cdot d_{\text{э}} / A_s = 0,5 \cdot 600 \cdot 1,1 / 5,78 = 57 \text{ см};$

принимается $l_s = [l_s^{\text{max}}] = 40 \text{ см};$ по (7.23) $\psi_s = 1 - 0,8 M_{\text{срс}} / M_l = 1 - 0,8 \cdot 7,60 / 9,58 = 0,37;$ по (7.13) $a_{\text{срс},1} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \psi_s \cdot l_s \cdot \gamma_{\text{н}} / E_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,37 \cdot 150,1 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 0,95 / 2 \cdot 10^5 = 0,08 \text{ мм} < a_{\text{срс},\text{ult}} = 0,3 \text{ мм};$ условие ограничения ширины раскрытия трещин у свободного края плиты выполняется.

б) В средней части плиты, как опертый по трем сторонам. По (3.36) $\sigma_{\text{s,срс}} = \varepsilon_{\text{вт}},$ $E_{\text{в}} = 0,00015 \cdot 27500 = 4,1 \text{ МПа};$ так как $q_{\text{л}}^{\text{л}} > q_{\text{срс}},$ то по (3.31)

$$\sigma_s = \sigma_{\text{s,срс}} + (R_{\text{s,срс}} - \sigma_{\text{s,срс}}) \cdot \left(\frac{q_3^{\text{л}} - q_{\text{срс}}}{q_{\text{укз2}} - q_{\text{срс}}} \right)^2 = 4,1 + (400 - 4,1) \cdot \left(\frac{8,29 - 5,86}{12,78 - 5,86} \right)^2 = 51,6 \cdot \text{МПа},$$

для полосы с расчетной шириной $b = 1 \text{ м};$

$$\alpha_{33} = \frac{1}{2} \left(\frac{A_{31}}{l_2} + \frac{A_{32}}{l_1} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{11,82}{5,65} + \frac{1,96}{3,51} \right) = 1,32 \cdot \text{см}^2;$$

$$h_{03} = 0,5 (h_{01} + h_{02}) = 0,5 (12,8 + 12,9) = 13,3 \text{ см}^2;$$

$$d_3 = 0,5 (d_1 + d_2) = 0,5 (0,8 + 0,5) = 0,7 \text{ см};$$

по аналогии с п. а) $A_{вт} = b \cdot h / 2 = 100 \cdot 16 / 2 = 800 \text{ см}^2$; $l_s = 0,5 \cdot A_{вт} \cdot d_3 / \alpha_s = 0,5 \cdot 800 \cdot 0,7 / 1,32 = 212 \text{ см}$; допуская $l_s = [l_s^{\text{max}}] = 40 \text{ см}$; принимая согласно 7.2.12 $\psi_s = 1$, по (7.13) $a_{срс,1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 51,6 \cdot 40 \cdot 10 \cdot 0,95 / 2 \cdot 10^5 = 0,07 \text{ мм} < a_{срс,ult} = 0,3 \text{ мм}$; условие ограничения ширины раскрытия трещин в средней части плиты также выполняется.

Пример 6. По данным примера 5 определить расчетное армирование и проверить прочность ребер между «термоокнами» (см. [рис. 9](#), а) консольной части плиты под наружной стеной.

1) Исходные данные. Термоокна, заполняемые утеплителем, приняты сечением $b_{т.о} \cdot h = 16 \times 16 \text{ см}$. Ширина сечения ребер у их основания $b_p = 16 \text{ см}$, высота равна толщине плиты $h = 16 \text{ см}$, количество ребер $n_p = 5$. Ширина наружной полосы плиты $b_n = 13 \text{ см}$.

Наружная стена - трехслойная с наружным слоем из облицовочного кирпича $\delta_{об} = 12 \text{ см}$, $\gamma_{об} = 1600 \text{ кг/м}^3$, свисающим за край плиты на $b_{св} = 3 \text{ см}$; средним слоем из утеплителя $\delta_{ут} = 20 \text{ см}$, $\gamma_{ут} = 40 \text{ кг/м}^3$; внутренним слоем из кирпича или ячеистобетонных блоков со штукатуркой. Высота стены между перекрытиями за вычетом эластичной прокладки между верхом стены и вышележащей плитой $H_{ст} = 2,82 \text{ м}$.

В соответствии с принятой привязкой торцы внутренних несущих стен находятся в одной плоскости с основаниями ребер, поэтому нагрузка на ребра передается только от наружного облицовочного слоя кладки и утеплителя, а также от собственного веса расположенной за ребрами части плиты B_n .

Для расчета краевых консольных участков плиты под облицовкой на действие изгиба в направлении, перпендикулярном к продольной стене, вылет консолей принят от основания ребер.

2) Нагрузки. Ширина расчетной краевой полосы $b_{ед} = b_{т.о.} + b_n = 16 + 13 = 29 \text{ см}$. Нагрузки на 1 м длины фасада (кН/м) с учетом коэффициента проемности наружной стены $K_{пр} = 0,75$: нормативные: от облицовки $p_{об}^n = K_{пр} \cdot q_{об}^n \delta_{об} \cdot H_{ст} =$

$0,75 \cdot 1600 \cdot 0,12 \cdot 2,82 \cdot 10^{-2} = 4,06$; от плиты $p_{пл}^n = q_w [b_H + 2\text{см (от ребер)}] = 4 (0,13 + 0,02) = 0,6$;

от утеплителя $p_{ут}^n = K_{пр} \cdot \gamma_{ут} \cdot \delta_{ут} \cdot H_{ст} = 0,75 \cdot 40 \cdot 0,2 \cdot 2,82 \cdot 10^{-2} = 0,17$;

расчетные: $p_{об} = 1,1$ $p_{об}^n = 1,1 \cdot 4,06 = 4,47$; $p_{пл} = 1,1$ $p_{пл}^n = 1,1 \cdot 0,6 = 0,66$;

$p_{уг} = 1,3$ $p_{уг}^n = 1,3 \cdot 0,17 = 0,22$.

3) Усилия. Плечи отдельных слоев стены относительно основания ребер (см): облицовки $y_{об} = b_{кр} + b_{св}^{об} - \delta_{об}/2 = 29 + 3 - 12/2 = 26$; плиты $y_w = b_{кр} - b_H/2 = 29 - 13/2 = 23,5$; утеплителя $y_{ут} = b_{ут}/2 = 20/2 = 10$. Изгибающие моменты от расчетных нагрузок в основании ребер (кНм): на 1 м длины фасада: $M'_{(1м)} \geq p_{об} \cdot y_{об} + P_w \cdot y_w + P_{ут} \cdot y_{ут} = 4,47 \cdot 0,26 + 0,66 \cdot 0,23 + 0,22 \cdot 0,1 = 1,33$; на весь пролет (шаг стен) $M' = M'_{(1м)} \cdot L_1 = 1,33 \cdot 3,6 = 4,79$; в среднем на 1 ребро $M_p' = M' / n_p = 4,79/5 = 0,96$.

4) Подбор рабочей арматуры по прочности.

По 3.21 |4|:

$$\alpha_m' = \frac{M_p'}{R_s \cdot b_p \cdot (h_0')^2} = \frac{0,96 \cdot 10^3}{13 \cdot 16 \cdot 13,5^2} = 0,025;$$

так как $\alpha_m > \alpha_R = 0,39$ (табл. 3.2 |4|),

то $A_s' = R_B \cdot \sigma_p \cdot h_0' \cdot (1 - \sqrt{1 - \alpha_m'}) / R_s = 10,35 \cdot 16 \cdot 13,5 \cdot$

$$(1 - \sqrt{1 - 0,025}) / 355 = 0,08 \text{ см}^2;$$

принимается конструктивно в каждом ребре верхняя рабочая арматура $A_s' = 2 \text{ } \text{Об} = 0,57 \text{ см}^2$; $\mu' = A_s' / (b_p \cdot h_0') = 0,57 / (16 \cdot 13,5) \cdot 100 \% = 0,26 \% > [M_{\min}] = 0,1 \%$; требование п. 8.3.4 |3| выполняется.

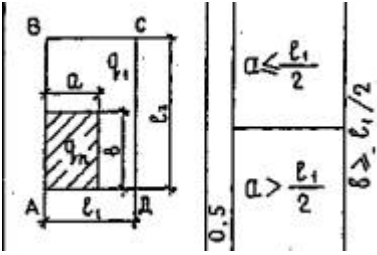
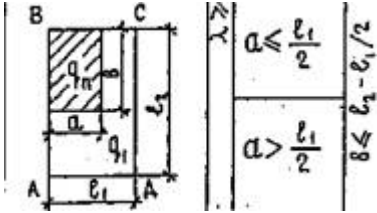
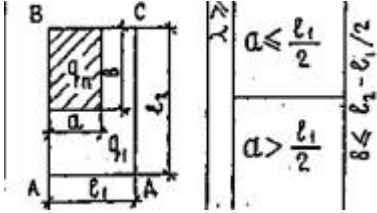
Так как принятое сечение арматуры A_s' в 3 раза больше требуемого по расчету, то дополнительного увеличения арматуры крайних ребер не требуется.

Приложение

ПАРАМЕТРЫ ВИРТУАЛЬНЫХ РАБОТ ЛОКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Объемы V_n фигур, образующихся под локальными нагрузками q_n при единичных перемещениях точек E и F (см. рисунки 5-7)

а - опертых по контуру

Схемы и параметры локальных нагрузок	Формула для объемов V_n
	$\frac{1}{3} \frac{a^2}{l_1} (3b - a)$ <hr/> $a(a + 2b) - \frac{l_1}{4}(4a + 2b - l_1) - \frac{a^2}{3l_1}(a + 3b)$
<p>б - опертых по трем сторонам (BC - свободный край)</p>	
	<p>То же, что при опирании по контуру</p>
	$\frac{a^2 b}{l_1}$ <hr/> $\frac{b}{2l_1} (4l_1 a - l_1^2 - 2a^2)$

	$\frac{a^2}{6l_1} (3b - a)$
--	-----------------------------

Продолжение приложения

Поверхности A_k фигур, образующихся под локальными линейными нагрузками s_k при единичных перемещениях точек E и F (см. рисунки 5-8)

a - опертых по контуру

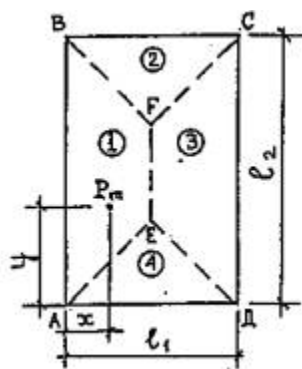
Схемы локальных нагрузок	Формула A_k
	$\frac{a^2}{l_1}$ <hr/> $\frac{1}{2l_1} (4l_1 a - l_1^2 - 2a^2)$
<p>б - опертых по трем сторонам (BC - свободный край)</p>	
	<p>То же, что при опирании по контуру</p>

	$a \leq \frac{l_1}{2} \quad \left \quad \frac{a}{2l_2} (2l_2 - a) \right.$ <hr/> $a > \frac{l_1}{2} \quad \left \quad \frac{(l_1 - a)}{2l_2} (2l_2 - l_1 + a) \right.$
	$\frac{b}{l_2} (l_1 - b)$

Продолжение приложения

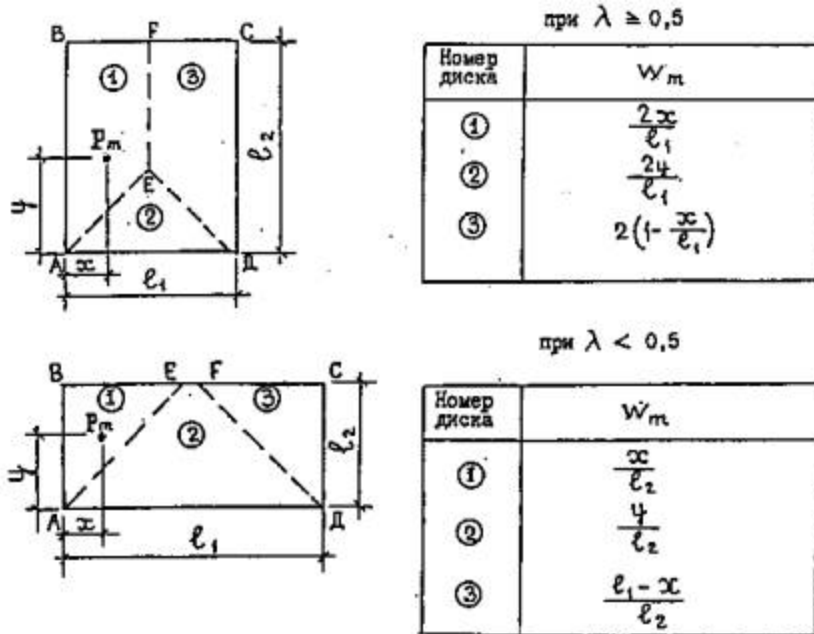
Скорости линейных перемещений W_m под сосредоточенными локальными нагрузками P_m при единичных перемещениях точек E и F (см. рисунки 5-8)

а) в плитах, опертых по контуру



Номер диска	W_m
①	$\frac{2x}{l_1}$
②	$2 \frac{l_2 - 4}{l_1}$
③	$2 \left(1 - \frac{x}{l_1}\right)$
④	$\frac{24}{l_1}$

б.) в плитах, опертых по трем сторонам



Литература

1. [СНиП 2.01.07-85*](#). Нагрузки и воздействия. - М., 2003.
2. [СНиП 52-01-2003](#). Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения - М., 2004.
3. [СП 52-101-2003](#). Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М., 2004.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). - М., 2005.
5. Рекомендации по расчету и конструированию сплошных плит перекрытий крупнопанельных зданий. - М.: ЦНИИЭП жилища, 1989.
6. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Книга 1. -М.: Стройиздат, 1972.
7. Вайнберг Д.В., Вайнберг Е.Д. Расчет пластин. - Киев: Будивельник, 1970.
8. Шадурский В.Л. Таблицы для расчета упругих прямоугольных плит. - М.: Стройиздат, 1976.

9. Зырянов В.С. К расчету прогибов защемленных на опорах балок и плит / Жилищное строительство. - 1999. - № 7.

10. Зырянов В.С. Пространственная работа железобетонных плит, опертых по контуру. - М.: ЦНИИЭП жилища, 2002.

11. Зырянов В.С., Оспанов А.Н. Особенности работы опертых по контуру железобетонных сплошных плит с разреженным армированием / Бетон и железобетон. - 1993. - № 3.