

Б. И. БЕЛЯЕВ, В. С. КОРНИЕНКО



ПРИЧИНЫ АВАРИЙ  
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
И СПОСОБЫ ИХ УСТРАНЕНИЯ



ЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
МОСКВА — 1968

УДК 624.014.2 + 69.059.22

В книге излагаются причины ряда крупных и поучительных аварий стальных конструкций промышленных зданий и специальных сооружений различного назначения, произошедших в нашем строительстве за последние 16 лет; описаны обстоятельства каждой аварии, дан анализ ее причин и изложены меры, которые следует принять для предотвращения подобных случаев в дальнейшем; приведены, в частности, изменения и дополнения, внесенные по материалам аварий в нормы проектирования или правила производства работ.

Рассмотрение аварий в необходимых случаях сопровождается расчетами нагрузок, действующих на сооружение в момент разрушения, расчетами прочности и устойчивости конструкций, данными химических анализов и механических испытаний металла и соединений (сварных и других).

В книге описаны также характерные повреждения стальных конструкций, вызванные отсутствием технического надзора в процессе эксплуатации сооружений и невыполнением периодических ремонтов.

Авторы являлись участниками исследований причин большинства описанных в книге аварий, что позволило им собрать обширный материал по данному вопросу, проанализировать его и сделать обобщающие выводы о причинах и обстоятельствах обрушений и разрушений разнообразных сооружений.

Книга рассчитана на широкий круг инженерно-технических работников, занятых проектированием, изготовлением, монтажом и эксплуатацией стальных конструкций.

Таблиц 14, иллюстраций 115, библиография 26 названий.

## В В Е Д Е Н И Е

Выход из строя или «отказ» строительной конструкции — событие, после которого становится невозможной нормальная эксплуатация здания или сооружения без проведения соответствующих ремонтных или восстановительных работ. К таким событиям относят:

- 1) расстройство соединений элементов конструкций друг с другом;
- 2) местные нарушения целостности элементов и их соединений (трещины);
- 3) местные и общие деформации конструкций, превышающие норму;
- 4) предельный случай отказа — полный выход конструкции из строя, ее частичное или общее разрушение (авария).

В случае выхода из строя строительной конструкции, уже законченной монтажом или находящейся в эксплуатации, всегда возникает вопрос о ее надежности. Надежность конструкции обычно определяют как совокупность свойств, которыми обеспечивается ее бесперебойная нормальная эксплуатация в данных условиях (нагрузки, температура, степень агрессивности внешней среды и т. д.).

Действующими нормами и правилами на проектирование, изготовление и монтаж конструкций, а также государственными стандартами на применяемые материалы определяется нормативная надежность конструкций. Возможны случаи, когда именно нормативная надежность конструкций может оказаться недостаточной (см. описание разрушения силоса на Магнитогорском цементном заводе в п. 2 главы I данной книги, причины образования трещин в сварных подкрановых балках кранов тяжелого режима работы в п. 2 главы V и др.). Нормативная надежность зависит от общего уровня наших знаний и регламентированного качества строительных материалов.

При проектировании в конструкцию закладывается конкретная проектная надежность, назначаются конкретные формы сооружения, конструкции рассчитываются на определенные нагрузки, выбираются материалы соответствующего качества, назначаются те или иные марки стали и бетона.

В процессе изготовления и монтажа конструкция получает свою фактическую надежность. Фактическая надежность конструкции принципиально не должна быть ниже проектной и нормативной. Нарушения же

требований проекта, норм и правил производства работ приводят к снижению фактической надежности против проектной и нормативной.

После возведения конструкций их надежность должна поддерживаться на достаточном уровне путем правильной эксплуатации здания или сооружения, систематического наблюдения за состоянием конструкций и своевременного производства ремонтов.

Всякая строительная авария является тяжелым, чрезвычайным происшествием. Многие аварии сопровождаются человеческими жертвами. Поэтому каждая авария должна быть тщательно расследована — выяснены ее обстоятельства и причины, установлены виновные.

Крайне важно правильно установить причину или причины аварии для того, чтобы можно было принять эффективные меры, исключающие возможность повторения аварий, аналогичных произошедшей. Опыт показывает, что вследствие неправильно установленной или невыявленной причины авария повторяется (см. аварии на цементном заводе в г. Куйбышеве в пп. 5 и 6 главы I и радиомачты высотой 252,55 м в п. 6 главы III).

Рассмотрение обстоятельств и причин аварии поручается компетентной комиссии, назначаемой строительными министерствами или Госстроем СССР, если авария произошла в период строительства, и промышленным министерством, в подчинении которого находится предприятие, где произошла авария, если она случилась уже в период эксплуатации сооружения. Заключение комиссии должно быть строго объективным, поэтому в состав комиссии не включаются лица, принимавшие непосредственное участие в строительстве или эксплуатации объекта, потерпевшего аварию. Объективность и безусловная порядочность — необходимая норма поведения каждого члена комиссии по расследованию аварий. Имели место случаи, когда тенденциозность отдельных членов комиссии затрудняла или затягивала выявление действительных причин аварии.

Установление действительной причины аварии часто оказывается делом, достаточно сложным; нередко бывают нужны дополнительные исследования и тщательно проведенные расчеты, чтобы эта причина стала ясной; иногда, казалось бы, видимая причина аварии в действительности может и не быть основной; действительная причина аварии бывает нередко как бы закрыта многими побочными фактами и обстоятельствами. вскрыть ее бывает затруднительно.

Обычно при расследовании причин аварии возникает несколько гипотез, версий обрушения. Заслуживают внимания лишь те гипотезы, которые согласуются со всеми бесспорными фактами, выясненными в процессе расследования (фактическое положение и состояние конструкций после обрушения, места их разрывов и деформаций, фактические свойства материалов, фактические величины нагрузок, действовавших на сооружение в момент аварии и т. д.).

Большое значение для установления причины аварии имеют проверочные статические расчеты, выполняемые с предельно возможной

точностью, с учетом всех воздействий, которые могли быть в момент аварии.

При расследовании каждой аварии, как правило, находятся ее очевидцы. Беседы с очевидцами могут дать полезный материал для выяснения обстоятельств аварии и ее причин; однако к сообщениям очевидцев нужно относиться весьма осторожно, тщательно сопоставлять их сведения с данными, полученными другими путями. В степени надежности показаний очевидцев аварии лучше всего убеждаться путем проведения с ними бесед на тех местах, где очевидцы находились в момент аварии. Предварительно следует тщательно выяснить, как очевидец попал на это место, откуда и куда шел, чем был занят в момент, когда произошла авария, и т. д. При этом нередко выясняется, что с того места, где находился очевидец, он не мог видеть те подробности аварии, о которых предварительно сообщал, или вообще не мог видеть, как протекала авария. Например, обрушение двух воздухонагревателей при строительстве доменной печи № 5 Кузнецкого металлургического комбината видели «своими глазами» шесть очевидцев. При беседе же с ними на тех местах, где их застала авария, выяснилось, что никто из них не мог видеть, как произошла эта крупная авария.

На комиссию по расследованию аварии ложится обязанность тщательного сбора и фиксации всех объективных данных об условиях, в которых произошла авария, о взаимном расположении конструкций после их падения, о всех местах разрывов и значительных деформаций конструкций, о всех временных закреплениях конструкций, если авария произошла во время строительства. При расследовании должны быть учтены также данные о обстоятельствах, которые, как может показаться на первый взгляд, не имеют прямого отношения к аварии: такие данные могут неожиданно оказаться важнейшим звеном в установлении действительной причины аварии при дальнейшем ее изучении. Так, например, при расследовании причин обрушения стропильных ферм на строительстве ангаров в одном из аэропортов в сентябре 1966 г. (см. стр. 64) не было обращено внимание на то, что пара расчалок первой из упавших ферм была выполнена из стального каната меньшего диаметра, чем остальные. Эти расчалки, так же как и другие, после аварии остались целыми и замена их диаметра показалась комиссии малозначающим фактом. В дальнейшем же выяснилось, что как раз эта замена диаметра временных расчалок на меньший и была основной причиной аварии.

Каждая авария дает обширный фактический материал для изучения действительной работы как конструкции в целом, так и ее отдельных элементов в предельном состоянии (до момента аварии), «живучести» конструкции, существенных конструктивных недостатков. Поэтому материалы расследования аварии должны быть подвергнуты квалифицированному анализу и с этой точки зрения.

Нужно сказать несколько слов и о желательной линии поведения

председателя комиссии. Для успеха дела председатель комиссии должен внимательно выслушивать и обсуждать все предположения о причинах аварии, высказываемые членами комиссии и другими лицами, но не торопиться высказывать и защищать свое мнение, во всяком случае до тех пор, пока не будут выявлены все данные об аварии.

Членам комиссии, расследующим аварию, нужны не только научные и технические знания, но и опыт. Приобрести этот опыт помогает тщательное изучение ранее произошедших аварий. Это изучение — основной путь к предотвращению аварий в дальнейшем. Поэтому крайне важно, чтобы результаты расследования причин аварий становились известными широкому кругу инженеров-проектировщиков, изготовителей и монтажников строительных конструкций.

В настоящей книге описаны обстоятельства наиболее поучительных аварий стальных конструкций промышленных зданий и сооружений, которые произошли за последние 16 лет в нашем строительстве, проанализированы причины этих аварий и рассказано о мерах, принятых для исключения их повторения. В расследовании причин большей части описанных аварий авторы книги принимали непосредственное участие.

Описание аварий дано по видам сооружений.

В первой главе рассмотрены аварии стальных конструкций промышленных зданий (преимущественно покрытий), во второй — аварии промышленных объемных сооружений в виде оболочек из толстолистовой стали, в третьей — аварии опор линий электропередач и радиоопор, в четвертой — аварии стальных эстакад (разгрузочных и транспортерных). Пятая глава посвящена характерным случаям местных повреждений стальных конструкций (отказам конструкций), которые служили причиной прекращения эксплуатации сооружения и требовали проведения серьезных ремонтных работ, усиления и даже частичной замены пришедших в негодность конструкций. В шестой главе описаны аварии и повреждения резервуаров для хранения нефтепродуктов и мокрых газгольдеров постоянного давления преимущественно при испытаниях. В седьмой главе дается общий анализ причин и обстоятельств аварий стальных конструкций, описанных в предыдущих главах.

Введение, главы II, III, IV, V и VII написаны инж. Б. И. Беляевым, глава VI — инж. В. С. Корниенко, глава I — совместно обоими авторами.

## Г л а в а I. | АВАРИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

### 1. ОБРУШЕНИЕ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ В ПРЕССОВОМ ЦЕХЕ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ЗАВОДА ИМЕНИ ЛЕНИНА В г. КУИБЫШЕВЕ

В конце 1955 г. в прессовом цехе корпуса № 3 металлургического завода произошло обрушение семи стропильных ферм и кровли на площади  $1200\text{ м}^2$ ; восьмая ферма получила значительные деформации, сильно просела, но не упала (рис. 1).

Корпус № 3 — пятипролетное здание; ширина каждого пролета 27 м. Общая площадь здания 42 тыс.  $\text{м}^2$ . Здание имеет стальной каркас, шаг колонн и ферм 6 м. Фермы опираются на столики из листовой стали толщиной 30 мм, расположенные на колоннах. Горизонтальные растягивающие рамные усилия в верхнем поясе воспринимают 10 болтов диаметром по 18 мм. Кровля — армоцементные плиты по стальным прогонам, уложенным вдоль ската кровли.

Перед аварией строительство здания практически уже было закончено: в корпусе № 3 производился монтаж технологического оборудования, отопление было подключено и внутри здания поддерживалась температура 5—6°C.

В последние дни перед обрушением ферм в районе завода был большой снегопад. Высота снежного покрова на кровле между фонарями достигала 110 см, а в ендовах фонарей 85 см; по краям фонарей толщина снега не превышала 25 см.

По показаниям очевидцев и результатам осмотра упавших конструкций можно было установить, как произошло обрушение стропильных ферм.

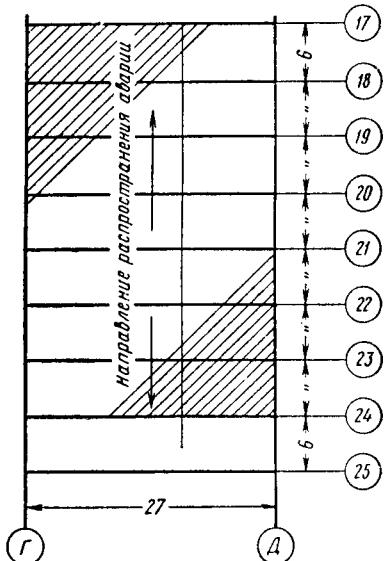


Рис. 1. Участок покрытия прессового цеха, где произошла авария

За несколько минут до аварии был слышен сильный металлический треск, который повторился перед самым обрушением. Падение ферм началось между осями 21—23, а затем распространилось на фермы по осям 20—17 до температурного шва, устроенного между осями 16—17. Фермы по осям 21—23 упали на землю концами со стороны ряда Г, а фермы по осям 17—20—со стороны ряда Д. Эти половины ферм были сильно деформированы. Из 14 опорных узлов ферм 10 разрушились вследствие разрыва болтов или отрыва вертикального листа верхней части колонны от стенки, а четыре — вследствие отрыва опорной фасонки от торцовового листа.

Осмотр снятых с колонн торцовочных листов ферм показал, что листы имеют явно выраженные деформации (изгибы по линии крепления опорной фасонки, отгибы верхней части). Эти деформации свидетельствовали о том, что сварные узлы разрушались под воздействием значительных горизонтальных растягивающих усилий и что на них отсутствуют признаки срезающих усилий.

Дефекты сварки в некоторых узлах — Д17, Г19 и Г20, значительные непровары в местах примыкания к торцовому листу поясных уголков, поры в отдельных местах швов дали повод большинству членов комиссии, расследовавшей причины аварии, первоначально прийти к выводу, что обрушение ферм было вызвано низким качеством сварки опорных узлов и срезом одной из опорных фасонок по швам на торцовом листе. Поэтому было предложено прекратить поиски другой (действительной) причины обрушения ферм.

Вместе с тем нетрудно было определить примерную величину усилий, которыми разрушались опорные узлы ферм. Эти усилия более чем в 2 раза превосходили расчетное скальвающее усилие для опорного узла стропильной фермы (опорную реакцию — 27,7 тс), если даже пренебречь опиранием фермы на столик.

Несмотря на значительные ударные воздействия при падении и большие деформации упавших ферм, при их осмотре не было обнаружено ни одного полного разрыва сварных соединений или элементов ферм по сварным швам, кроме трех опорных фасонок. Все обнаруженные разрывы элементов ферм, полные или частичные, произошли по основному металлу, что указывало на достаточную прочность и пластичность сварных соединений упавших ферм.

Взвешиванием кубиков снега, взятого с кровли цеха, был определен его объемный вес — 230—250 кг/м<sup>3</sup>. Фактический вес утеплителя стяжки и рубероидного ковра получился в среднем равным 116 кг/м<sup>2</sup>, а армокераментных плит — 84 кг/м<sup>2</sup>.

В результате оказалось, что фактическая постоянная нагрузка 246 кг/м<sup>2</sup> совпадала с принятой в расчете. Снеговая нагрузка на фонарях колебалась от 62 до 212 кг/м<sup>2</sup>, а между фонарями была равна 275 кг/м<sup>2</sup> при нормативном значении ее 100 кг/м<sup>2</sup>. Опорная реакция от

фактических нагрузок 54 т только на 11% была выше расчетной. Из этого подсчета видно, что и превышение нормативного значения снеговой нагрузки не могло быть причиной обрушения стропильных ферм.

При общем осмотре всех стропильных ферм корпуса № 3 было обнаружено, что три фермы имели искривленные сжатые раскосы (во второй панели). Стрелка искривления раскосов была от 10 до 20 см и указывала на явно аварийное состояние этих ферм.

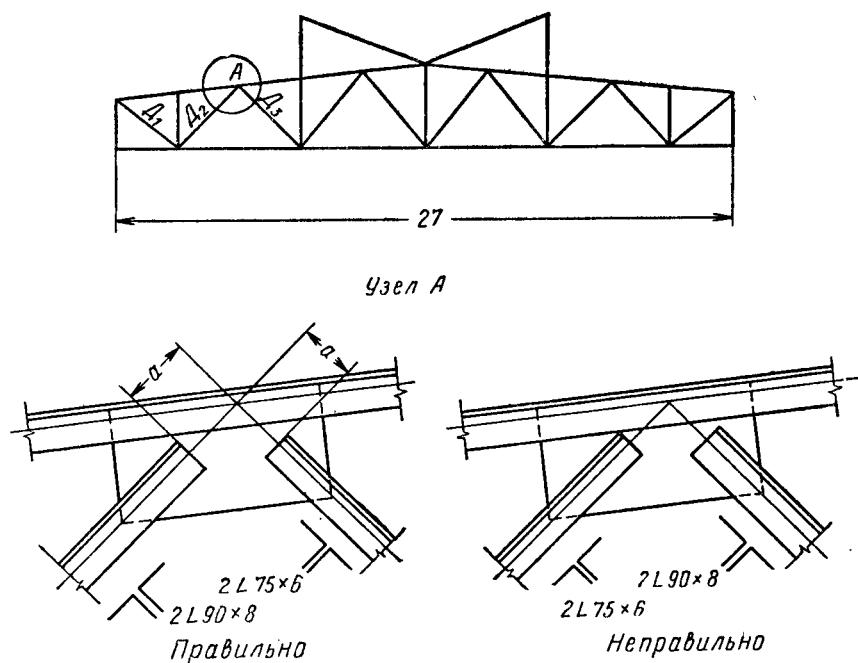


Рис. 2. Стропильная ферма и расположение раскосов

Для предотвращения повторной аварии было решено под ферму с наиболее сильно деформированным раскосом подвести мостовой кран, на который через шпальную клетку опереть ферму вторым узлом нижнего пояса. При подклинивании легкими ударами кувалды ферма потеряла несущую способность и полностью оперлась на шпальную клетку. При усилении аварийных раскосов двух других ферм выяснилось, что деформированные раскосы состояли из двух уголков  $75 \times 75 \times 6$  мм

вместо двух уголков  $90 \times 90 \times 8 \text{ мм}$  по проекту. Ослабленный раскос имелся и у трех упавших ферм. Тщательной проверкой было выявлено 38 ослабленных раскосов у 32 ферм ( $12\%$ ), включая упавшие, из общего количества 265 ферм.

Стальные конструкции корпуса № 3 изготавливались Кузнецким заводом металлоконструкций. При сборке стропильных ферм на заводе были перепутаны уголки сжатых раскосов  $D_1$ , с уголками растянутых раскосов  $D_2$ , которые имеют по чертежу КМД одинаковую длину 2900 м (рис. 2). Можно предположить, что дефектные фермы были собраны по неверному копиру. Эта ошибка при изготовлении стропильных ферм на заводе и была, как показывает статический расчет раскоса  $D_1$ , действительной причиной их обрушения.

Расчетное усилие в раскосе  $D_1$  составляло 29,7 тс. К этой величине было близко и фактическое усилие в раскосе в момент аварии.

Фактическое сечение раскоса — два уголка  $75 \times 75 \times 8 \text{ мм}$ ; площадь поперечного сечения  $F = 2 \cdot 8,78 = 17,6 \text{ см}^2$ ; расчетная гибкость  $\lambda = 112$ ; коэффициент  $\varphi = 0,506$ . Условное напряжение при проверке на устойчивость было:

$$\sigma = \frac{29700}{0,506 \cdot 17,6} = 3330 \text{ кгс/см}^2$$

и на  $39\%$  превышало браковочное значение предела текучести стали марки Ст.3 ( $24 \text{ кгс/см}^2$ ), из которой были изготовлены стропильные фермы.

Критическая сила для сжатия раскоса  $D_1$ , определенная по формуле Эйлера:

$$P_{kp} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = \frac{\pi^2 FF}{\lambda^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2100 \cdot 17,6}{112^2} = 29,1 \text{ тс},$$

т. е. в раскосе фактическое усилие в момент аварии было равно критической силе.

При проектном сечении раскоса  $D_1$  из двух уголков  $90 \times 90 \times 8 \text{ мм}$  площадь поперечного сечения  $F = 2 \cdot 14 = 28 \text{ см}^2$ , расчетная гибкость раскоса  $\lambda = 94$  и коэффициент  $\varphi = 0,65$ . В этом случае напряжение в нем было бы

$$\sigma = \frac{29700}{0,65 \cdot 28} = 1630 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. всего на  $20\%$  превышало бы допускаемое ( $1600 \text{ кгс/см}^2$ ), по которому были в то время рассчитаны стропильные фермы.

Нашло свое объяснение и появление усилий, разрывавших опорные узлы ферм. Эти усилия возникали в тот момент обрушения фермы, когда она теряла свою несущую способность вследствие выхода из работы второго от опоры (сжатого) раскоса из двух уголков  $75 \times 75 \times 6 \text{ мм}$ , или после того, как очередная ферма скручивалась падавшей предыдущей

фермой с ее нагрузками. Стропильная ферма, провисая, превращалась в «цепь», и возникшим распором разрушались опорные узлы.

По результатам расследования этой аварии были сделаны следующие рекомендации:

- 1) не следует при разработке чертежей КМД решетчатых ферм принимать одинаковую или почти одинаковую длину для сжатых и растянутых элементов в одной панели при близких сечениях;
- 2) не следует допускать в одной панели раскосы из двух уголков с полками одинаковых размеров, но разной толщины;
- 3) необходимо повысить тщательность сборки и приемки контролерами ОТК копиров решетчатых ферм; при приемке обязательно проверять размеры уголков всех элементов фермы.

## 2. ОБРУШЕНИЕ СВАРНОЙ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ В ПРОКАТНОМ ЦЕХЕ МАГНИТОГОРСКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО КОМБИНАТА

Обрушение сварной стропильной фермы в здании прокатного стана «300-2» произошло 21 мая 1957 г. Ферма была расположена по оси 13, примерно посередине длины цеха, под температурным швом монолитной железобетонной плиты покрытия (рис. 3). При своем падении ферма увлекла вниз прогоны и часть железобетонных плит до соседних ферм на участке общей площадью  $13 \times 28 = 364 \text{ м}^2$ . Соседние фермы также получили местные повреждения и деформации поясов, элементов решетки и связей.

Обрушение стропильной фермы произошло неожиданно, без каких-либо дополнительных внешних воздействий, только под нагрузкой от собственного веса покрытия. В момент аварии мостовые краны в этой части цеха не работали.

Прокатный стан «300-2» размещен в пролете шириной 31,75 м, длиной 266 м. Часть этого пролета длиной 156 м входит в состав трехпролетного здания шириной  $31,9 + 21 + 26,25 \text{ м}$ . Стальной каркас здания выполнен в виде трехпролетных рам с решетчатыми ригелями (стропильными фермами) и решетчатыми колоннами, расположенными через 13 м; стро-

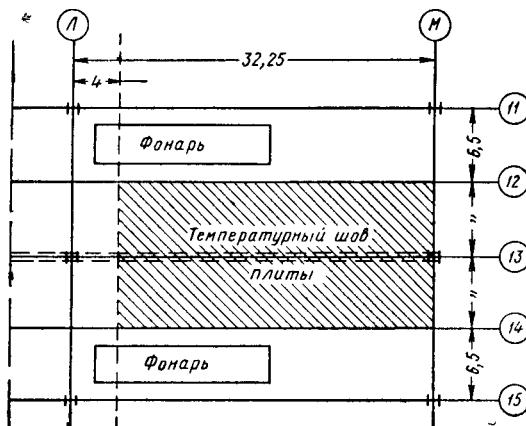


Рис. 3. Участок покрытия прокатного цеха, где произошло обрушение стропильной фермы

пильные фермы имеют шаг 6,5 м. Кровля цеха — монолитная железобетонная плита, опирающаяся на стальные прогоны, расположенные через 2 м над узлами стропильных ферм. Проектом предусматривалось утеплить плиту фибролитом и покрыть рубероидом. Практически к моменту аварии на кровле ни утеплителя, ни изоляционного ковра не было. Стропильные фермы были рассчитаны на нагрузку 415 кгс/м<sup>2</sup> (в том числе снеговая нагрузка 45 кгс/м<sup>2</sup>); во время аварии фактическая нагрузка не превышала 325 кгс/м<sup>2</sup>.

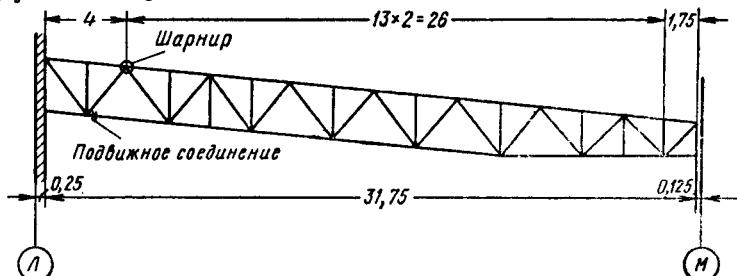


Рис. 4. Схема упавшей фермы

литить плиту фибролитом и покрыть рубероидом. Практически к моменту аварии на кровле ни утеплителя, ни изоляционного ковра не было. Стропильные фермы были рассчитаны на нагрузку 415 кгс/м<sup>2</sup> (в том числе снеговая нагрузка 45 кгс/м<sup>2</sup>); во время аварии фактическая нагрузка не превышала 325 кгс/м<sup>2</sup>.

Особенностью статической схемы поперечных рам каркаса здания было шарнирное опирание стропильных ферм крайних пролетов на консоли длиной 4 м ферм среднего пролета (рис. 4).

Обрушение фермы началось в месте крепления ее к колонне наружного ряда. Торцовую планку для крепления верхнего опорного узла фермы осталась на колонне. Поставленные на ней 16 болтов диаметром 19 мм не были повреждены (рис. 5). Фасонка нижнего пояса также осталась на колонне. В верхнем узле произошел отрыв фасонки от опорной

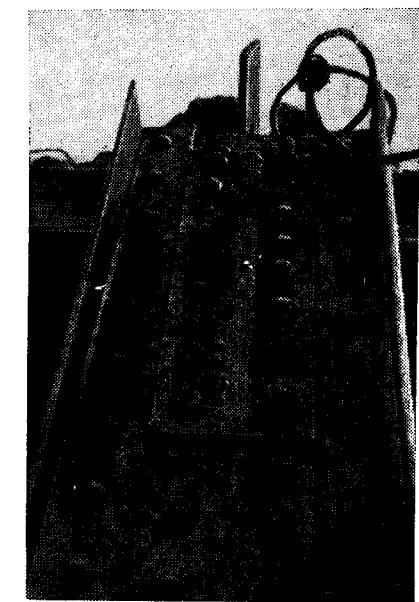


Рис. 5. Разрушенный опорный узел фермы

планки, в нижнем — отрыв уголков пояса от фасонки. Вторым концом ферма соскочила со столика на консоли фермы среднего пролета.

Строительство здания стана «300-2» было осуществлено в 1935—

1936 гг. Все конструкции здания были изготовлены на месте по чертежам проектного института Промстройпроект, выпущенным в 1934 г. При изготовлении конструкций в чертежи было внесено много конструктивных изменений; сечения многих элементов были изменены под наличный металл.

Простые тавровые сечения поясов из двух уголков  $150 \times 150 \times 16 \text{ мм}$  для верхнего пояса и двух уголков  $150 \times 100 \times 16 \text{ мм}$  для нижнего были заменены конструктивно неудачными составными сечениями из нескольких профилей — уголков  $100 \times 100 \times 10 \text{ мм}$ , швеллеров № 14, полос  $170 \times 14$  и  $200 \times 16 \text{ мм}$  с дополнительными сварными швами большой протяженности.

Контрольные испытания металла упавшей фермы дали следующие результаты: временное сопротивление  $\sigma_{\text{вр}} = 33 \div 50 \text{ кгс/мм}^2$ , предел текучести  $22,5 \div 30 \text{ кгс/мм}^2$ , относительное удлинение десятикратного об разца  $21 \div 33,5\%$ . По этой характеристике сталь могла быть отнесена к марке Ст.3 пониженнная (по ОСТ 2897), т. е. соответствовала проекту.

Освидетельствование упавшей фермы, а также всех других ферм пролета показало, что сварены они были электродами с меловым покрытием (типа Э34). Стыковые швы горизонтальных полос толщиной 16 мм нижнего пояса ферм были выполнены без разделки кромок и в большинстве случаев без зазоров; в этих швах было выявлено большое количество трещин. В верхней части сварного таврового соединения торцовой планки с фасонкой упавшей фермы была обнаружена старая трещина длиной 180 мм (поверхности металла в месте разрыва уже покрылись ржавчиной). Сварка этого соединения также была выполнена неудовлетворительно. Действительные размеры швов, установленные по их излому, колебались от 3 до 10 мм при проектном катете 12 мм (расчетная высота  $0,7 \cdot 12 = 8,4 \text{ мм}$ ). В наплавленном металле было много пор, старых мелких трещин, шлаковых включений и т. д.

Как показал проверочный расчет (с учетом действительных моментов инерции сечений элементов рамы и переменного сечения колонны), при жестком креплении стропильной фермы к колонне в опорном узле от фактических нагрузок в момент аварии могло возникнуть усилие 27,5 тс, отрывающее опорную фасонку; к тому же это усилие было приложено со значительным эксцентриситетом — 25 см — по отношению к центру сварного соединения (с учетом наличия трещины). При действительных размерах швов этому усилию соответствовало краевое напряжение растяжения, равное  $3620 \text{ кгс/см}^2$ .

До аварии конструкции перекрытия цеха никогда не осматривались и развивавшиеся в сварных швах трещины оставались незамеченными.

Комиссия по расследованию аварии в целях предупреждения дополнительных обрушений ферм в здании стана «300-2» предложила:

1) подвести под опорные фасонки верхнего пояса столики для восприятия опорного давления в случае разрыва угловых швов;

- 2) все обнаруженные трещины в металле заварить электродами типа Э42;
- 3) всестыки горизонтальных полос по нижнему поясу перекрыть планками;
- 4) организовать регулярное наблюдение за конструкциями здания стана «300-2».

Эта авария показала, что все стальные конструкции, сваренные в свое время электродами пониженного качества с меловым покрытием и находящиеся еще в эксплуатации, нуждаются в постоянном и особо внимательном надзоре. Все обнаруживаемые дефекты в сварных швах и в основном металле этих конструкций должны незамедлительно устраиваться.

Авария выявила также серьезный недостаток стропильных ферм с восходящим (растянутым) опорным раскосом. В этом случае при разрушении опорного узла от растягивающего усилия, вызванного опорным моментом, неизбежно происходит обрушение фермы; при восходящем (сжатом) раскосе в этом случае лишь меняется статическая схема рамы — появляется опорный шарнир, что не может привести к катастрофическим результатам, так как и при жестком прикреплении стропильных ферм к колоннам они рассчитываются чаще всего как разрезные.

### 3. ОБРУШЕНИЕ СКЛАДА БОКСИТОВ БОГОСЛОВСКОГО АЛЮМИНИЕВОГО ЗАВОДА

Склад усредненного боксита — неутепленное здание шириной 30 м, длиной 234 м, перекрытое трехшарнирными трапециевидными рамами из прокатных двутавров № 45 с шагом 6 м. Кровля легкая, из волнистых асбестоцементных листов, уложенных по стальным прогонам. Здание склада разделено температурными швами на три блока. Поперечный разрез склада показан на рис. 6.

Авария склада произошла 26 декабря 1956 г. при наружной температуре  $-13^{\circ}\text{C}$  после значительных снегопадов. В этом году в Богословске в течение 26 суток января выпало снега больше, чем за всю предыдущую зиму (147 мм). Обрушились 13 арок на длине среднего температурного блока длиной 72 м (рис. 7). Покрытие склада обрушилось из-за потери местной устойчивости элементами арок. Основной причиной аварии явилась перегрузка покрытия снегом. Конструкция склада была рассчитана на сугревые нагрузки по ОСТ 90058—40.

Проверочные расчеты показали, что стальные конструкции обладали достаточной несущей способностью как по прочности, так и по устойчивости при этих сугревых нагрузках.

После аварии была замерена толщина сугревого покрова на кровле сохранившейся части склада. Снег лежал слоями толщиной:

- 1) на кровле транспортерной галереи 150—200 мм.

2) над световым фонарем от 500 до 750 мм, доходя местами на одной стороне до 1100 мм и на другой до 900 мм;

3) на наклонной части арки (нормально скату) 570 мм.

Снег был перемешан с большим количеством пыли и золы; объемный вес его составлял 235 кг/м<sup>3</sup>. Фактическая снеговая нагрузка на наклонной части арки была равна 134 кгс/м<sup>2</sup>.

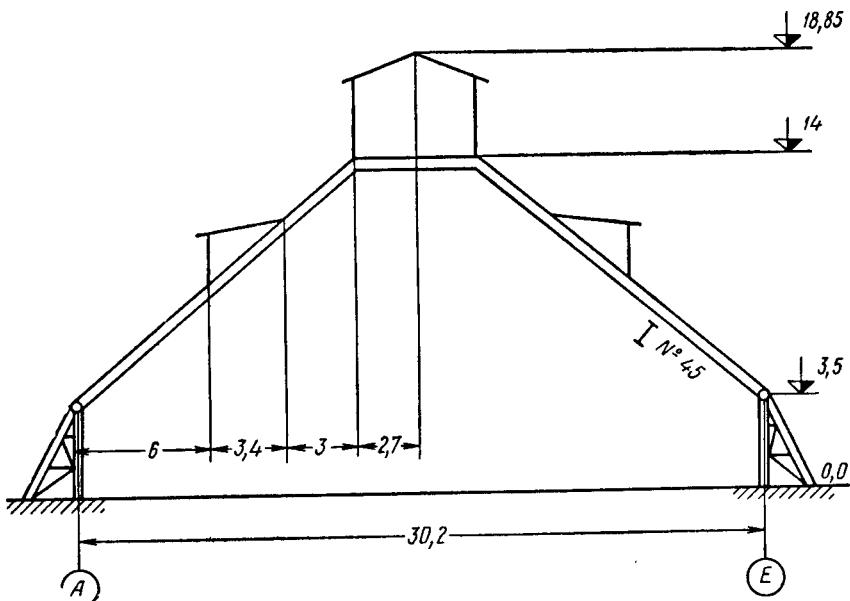


Рис. 6. Поперечный разрез склада усредненного боксита

При фактических снеговых нагрузках к моменту аварии напряжение в рамках склада немножко превышало 2000 кгс/см<sup>2</sup>, т. е. было выше допускаемого на 25%. Аварийная снеговая нагрузка практически совпадала с нормативной, установленной Строительными нормами и правилами в 1955 г. Очевидно, при этих условиях фактическая снеговая нагрузка не должна была вызвать обрушения конструкций склада при их хорошем выполнении.

При тщательном обследовании конструкций сохранившейся части склада (два температурных блока) были выявлены серьезные дефекты монтажа конструкций: заметные искривления отдельных стержней, отсутствие некоторых элементов связей, отсутствие части болтов в ряде монтажных соединений. Это дало основание комиссии сделать вывод, что

такие же дефекты, вероятно, были допущены и при монтаже упавших конструкций. Дефекты монтажа снизили проектную несущую способность стальных рам покрытия склада и явились побочной причиной их обрушения.



Рис. 7. Общий вид обрушившихся конструкций

Данная авария показала, как относительно небольшие упущения при монтаже, недостаточно тщательная приемка конструкций могут существенно снизить их несущую способность и при неблагоприятных обстоятельствах привести к обрушению.

#### 4. АВАРИЙНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ В МАЛЯРНО-ПОГРУЗОЧНОМ ЦЕХЕ НИЖНЕ-ТАГИЛЬСКОГО ЗАВОДА МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

Аварийные просадки двух стропильных ферм в малярно-погрузочном цехе этого завода произошли в январе 1957 г. после необычно большого снегопада в течение первых двух месяцев зимы. Фактическая высота снегового покрова на кровле цеха к моменту аварии была от 5 до 164 см; средний объемный вес снега по замерам, выполненным после аварии, составлял  $0,3 \text{ т}/\text{м}^3$ .

Маллярно-погрузочный цех завода размещался в двух пролетах шириной по 24 м, перекрытых стальными разрезными стропильными фермами с шагом 6 м. Световой фонарь с вертикальным остеклением расположжен над колоннами среднего ряда (рис. 8).

Просадка ферм произошла вследствие потери устойчивости в плоскости ферм сжатыми раскосами (третьими по счету от колонн среднего ряда). Стрелка искривления одного из этих раскосов была равна 400 мм. Верхний и нижний пояса ферм в аварийной панели также были сильно

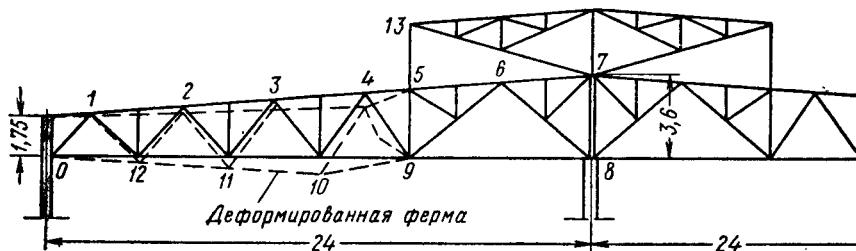


Рис. 8. Схема стропильных ферм маллярно-погрузочного цеха  
1—13 — узлы конструкций

деформированы. Однако падения стропильных ферм не произошло, они оказались как бы подвешенными к фермам фонаря и стропильным фермам соседнего пролета. С крайних опор фермы также не сошли. Железобетонные колонны под фермами повреждений не имели.

Причина аварии — неблагоприятное перераспределение усилий в фермах из-за их фактической неразрезности и участия фонаря в работе стропильных ферм. Напряженное состояние ферм существенно возросло за счет повышенной против нормальной снеговой нагрузки.

Деформированные фермы были исправлены без демонтажа.

Расчетами определены следующие напряжения в элементах ферм.  
Усилия в раскосах фермы 4—9:

- 1) в разрезной ферме от нормативных нагрузок  $D_a = -11 \text{ тс}$ ;
- 2) в неразрезной ферме от нормативной нагрузки  $D_b = -17,2 \text{ тс}$ ;
- 3) в неразрезной ферме от фактических нагрузок  $D_c = -24,6 \text{ тс}$ .

Состав сечения раскоса — два уголка 75×75×6 мм; площадь поперечного сечения  $F = 17,6 \text{ см}^2$ ; расчетная длина  $l = 3,74 \text{ м}$ ; расчетная гибкость  $\lambda = 120$ ; коэффициент  $\varphi = 0,45$ .

Условные напряжения в раскосе (при проверке на устойчивость):

$$\sigma_a = \frac{11\,000}{0,45 \cdot 17,6} = -1390 \text{ кгс/см}^2 < 1600 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_a = \frac{17200}{0,45 \cdot 17,6} = -2170 \text{ кгс/см}^2 > 1600 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_b = \frac{24600}{0,45 \cdot 17,6} = -2980 \text{ кгс/см}^2 > 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Условные напряжения  $\sigma_a$  и  $\sigma_b$  сравниваются с допускаемым напряжением  $1600 \text{ кгс/см}^2$ , принятным при проектировании стропильных ферм; напряжение же  $\sigma_b$  для большей наглядности сопоставляется с расчетным сопротивлением стали марки Ст.3 (по методике расчета конструкций по предельным состояниям). Этот проверочный расчет показывает, что фактическая снеговая нагрузка повысила напряжения в раскосе на  $37\%$  по сравнению с напряжениями от нормативной нагрузки; в то же время изменение расчетной схемы стропильных ферм увеличило эти напряжения на  $56\%$ .

Усилие от фактической нагрузки в элементе нижнего пояса фермы 8—9 в неразрезной системе равняется:  $S = -15,8 \text{ тс}$ ; состав сечения — два уголка  $130 \times 90 \times 10 \text{ мм}$ ; площадь поперечного сечения  $F = 2 \cdot 21,3 = 42,6 \text{ см}^2$ ; расчетная длина элемента  $l = 8 \text{ м}$ ; расчетная гибкость  $\lambda = 127$ ; коэффициент  $\varphi = 0,42$ .

#### Напряжение

$$\sigma = \frac{15800}{0,42 \cdot 42,6} = -885 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие от фактической нагрузки в неразрезной системе в опорном раскосе фонарной фермы 13—7  $D_0 = -50,6 \text{ тс}$ ; состав сечения раскоса — два уголка  $130 \times 90 \times 10 \text{ мм}$ ; площадь поперечного сечения  $F = 42,6 \text{ см}^2$ ; расчетная длина  $l = 8,4 \text{ м}$ ; расчетная гибкость  $\lambda = 133$ ; коэффициент  $\varphi = 0,39$ .

#### Напряжение

$$\sigma = \frac{50600}{0,39 \cdot 42,6} = -3050 \text{ кгс/см}^2.$$

По этому расчету условное напряжение в раскосе фонарной фермы получается несколько большим, чем в раскосе стропильной фермы, потерявшей устойчивость; однако раскос фонарной фермы сохранил свою несущую способность. Это противоречие можно объяснить несколькими причинами: раскос стропильной фермы мог иметь большее первоначальное искривление, чем раскос фонарной фермы, либо материал его имел более высокий предел текучести.

Деформированные стропильные фермы малярно-погружного цеха были исправлены и усилены без их демонтажа; все остальные фермы цеха были также усилены.

Авария убедительно показала, что при проектировании ферм покрытий необходимо обеспечивать достаточно полное соответствие их конструкций.

руктивного решения с расчетной схемой, не допускать лишних закреплений, которые могут нарушить это несоответствие и привести к недопустимому перераспределению усилий в элементах фермы. Особенно опасно создание фактической неразрезности для стропильных ферм, рассчитанных как неразрезные в двухпролетных зданиях, что как раз и имело место в данном случае.

##### 5. ПЕРВОЕ ОБРУШЕНИЕ ПОКРЫТИЯ ПЕЧНОГО КОРПУСА КУЙБЫШЕВСКОГО ЦЕМЕНТНОГО ЗАВОДА (г. ЖИГУЛЕВСК)

26 июля 1959 г. обрушился участок покрытия печного корпуса (над горячими концами печей) Куйбышевского цементного завода.

Печной корпус имеет два пролета по 21 м, в каждом из которых установлены врачающиеся цементные печи № 1 и 2 с вспомогательным оборудованием. Размеры цеха в плане  $42 \times 168$  м. Пролеты цеха перекрыты стальными односкатными разрезными стропильными фермами с параллельными поясами, опретыми на сборные железобетонные колонны. Шаг колонн 6 м, за исключением участка между осями 3—5, где он равен 12 м (рис. 9), поэтому фермы 3, 4 и 5 в обоих пролетах установлены не на железобетонные колонны, а закреплены на подстропильных фермах, опирающихся на колонны рядов 3 и 5. Мягкая кровля выполнена по сборным железобетонным плитам ПКЖ  $6 \times 1,5$  м.

Выполненный Гипроцементом проект стальных конструкций покрытия предусматривал свободное опирание ферм на колонны ряда Б; в действительности же по чертежам КМ института Проектстальконструкция и в натуре они были выполнены с соединением верхних поясов на средних опорах смежных ферм четырьмя болтами диаметром 19 мм (тип соединения фланцевый). Между осями 2—3 и 4—5 на фермах были устроены аэрационные фонари конструкции Гипротис.

Авария произошла в 5 ч утра. В предшествовавшие аварии два дня в районе завода шел непрерывный дождь. Неожиданно обрушились четыре стропильные фермы пролета Б—Б с подстропильной фермой ряда В, и одна ферма 2 была повреждена.

При осмотре конструкций в районе аварии и прилегающих к этому месту участков цеха было установлено, что фермы 3 и 5 в пролете Б—Б обрушились вместе с подстропильной фермой по ряду В без нарушения связи с нею. Подстропильная ферма ряда Б осталась на месте, и ферма 3 нижним, а ферма 5 верхним поясом повисла на ней. Ферма 4, опиравшаяся на подстропильные фермы в середине пролета, сорвалась и упала отдельно. При падении указанных ферм железобетонными плитами была сорвана также ферма 6 и повреждена ферма 2. Ферма 6 упала на мост крана и частично его разрушила.

Разрушенных узлов или элементов в упавших фермах обнаружено не было.

Верхние площадки колонн 3 и 5 ряда В оказались при строительстве заниженными на 206 мм, вследствие чего подстропильные фермы пришлось установить на обрезки двутавров № 20 длиной 400 мм и приварить

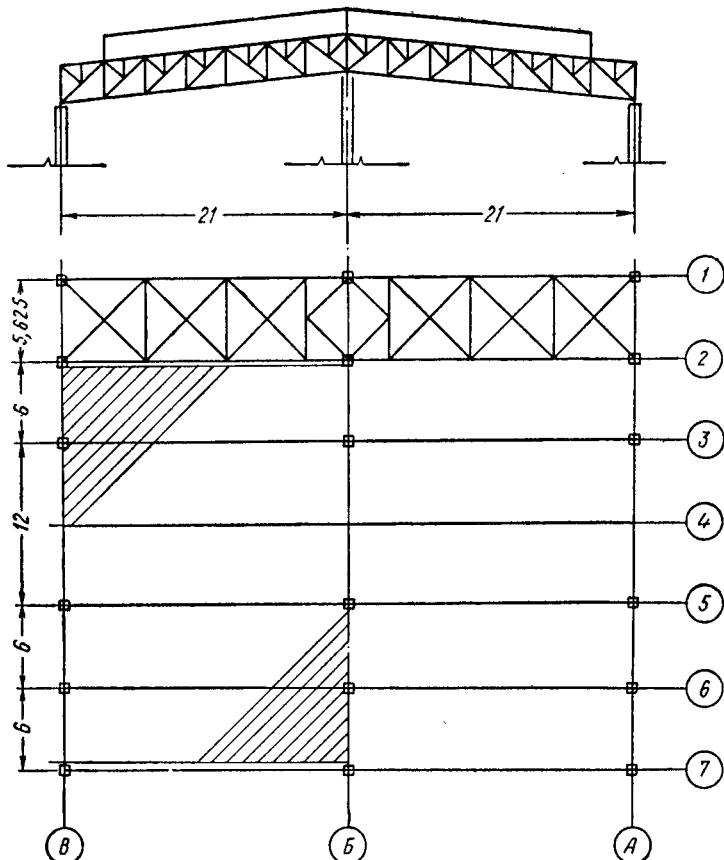


Рис. 9. Участок покрытия печного корпуса, где произошла авария

к ним. На колонне 3 двутавры были установлены параллельно, а на колонне 5 — перпендикулярно оси подстропильной фермы; эти двутавры упали вместе с фермами.

Было замечено также, что на оставшейся части кровли скопилась в значительных количествах цементная пыль. Толщина слоя пыли в отдельных местах у фонарей достигала 400 мм, объемный же вес ее в про-

питанном водой состоянии составлял  $1750 \text{ кг}/\text{м}^3$ , а нагрузка от пыли достигала  $700 \text{ кг}/\text{м}^2$ .

Причины аварии расследовали две комиссии — совнархоза и Госстроя СССР, их мнения были различными.

Комиссия совнархоза считала, что причиной аварии были большие усилия сжатия в опорных панелях нижних поясов и опорных раскосах стропильных ферм. Эти усилия возникли вследствие того, что верхние пояса ферм смежных пролетов были соединены на средней опоре четырьмя болтами, из-за чего фермы становились неразрезными. Опорные раскосы, нисходящие к средней колонне (сжатые), оказывались перегруженными, а усилие в нижнем поясе меняло знак, он становился сжатым и мог потерять устойчивость. Повышенная нагрузка в некоторых местах кровли от цементной пыли усугубила это положение.

Комиссия Госстроя СССР установила, что причиной аварии явилось разрушение консоли железобетонной колонны по ряду 3, на которую опиралась подстропильная ферма.

Эта консоль шириной 20 см оказалась сколотой на расстоянии 15 см от торца (рис. 10). Консоль была армирована неправильно и в сколотой части не имела арматуры.

Комиссия Госстроя СССР нашла, что при отклонении подстропильной фермы от вертикальной оси (под влиянием нагрузки стропильных ферм) опорный двутавр, расположенный с наружной стороны, отрывается от бетона колонны, образуя зазор 1,5 мм (по расчету). Опорное давление в таком случае передается на один двутавр; при этом опорное давление подстропильной фермы  $P = 46,5 \text{ тс}$ , а скальвающее усилие  $Q = 0,8 \cdot 46,5 = 37 \text{ тс}$ ; допустимое же усилие на скальвание консоли составляет всего  $14,4 \text{ тс}$ , или в 2,6 раза меньше.

Было также обнаружено, что колонны 3 и 5 несколько отклонились от вертикали. Это заставило комиссию усомниться в удовлетворительном

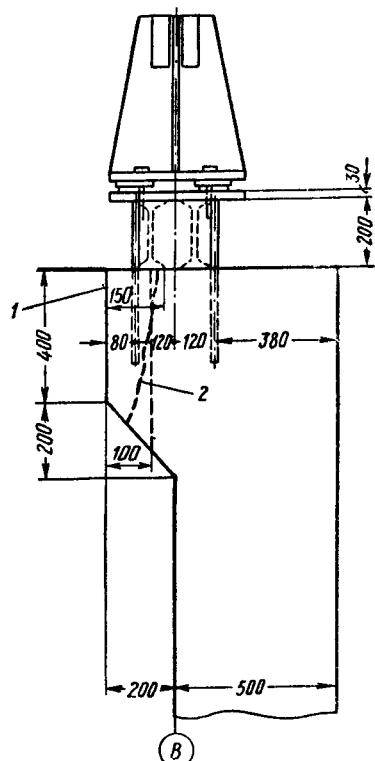


Рис. 10. Узел опирания подстропильной фермы на железобетонную колонну  
1 — консоль; 2 — место разрушения

выполнении стыков колонн с фундаментами стаканного типа. Кроме того, стыки замоноличивали в зимнее время и не вполне доброкачественно.

По заключениям комиссий можно сделать следующие критические замечания:

1) степень взаимного закрепления стропильных ферм над средней опорой болтами при фланцевом типе соединения относительно невелика; как показал проверочный расчет, выполненный комиссией Госстроя СССР, болтовое соединение в границах упругой работы могло воспринять усилие не более 27 тс; при полной неразрезности ферм усилие в верхнем поясе (над средней опорой) от расчетных нагрузок равно 65 тс;

2) принимать в расчете консоли колонны на скальвание передачу опорного давления подстропильной фермы через один двутавр в нормальных условиях работы конструкций ввиду достаточно большой жесткости этой фермы нет оснований. Скальвание консоли колонны следует рассматривать не как причину, а как следствие уже начавшегося обрушения перекрытия.

Как показали дальнейшие события, ни одна из двух комиссий не установила истинной причины аварии на цементном заводе (перегрузка перекрытия цементной пылью). Вследствие этого авария в печном корпусе через год повторилась в значительно большем масштабе (см. следующий параграф).

#### 6. ВТОРОЕ ОБРУШЕНИЕ ПОКРЫТИЯ ПЕЧНОГО КОРПУСА КУИБЫШЕВСКОГО ЦЕМЕНТНОГО ЗАВОДА

Вторая авария произошла 16 сентября 1960 г. на том же участке перекрытия печного отделения (над горячими концами печей), что и в июле 1959 г., после его полного восстановления по первоначальному проекту. На этот раз обрушились три подстропильные фермы пролетом 12 м екту. На этот раз обрушились три подстропильные фермы пролетом 12 м екту. На этот раз обрушились три подстропильные фермы пролетом 12 м екту. из и пять стропильных ферм (три в рядах *B* — *B* и две в рядах *A* — *B*), из них три фермы на том же месте, что и в 1959 г. (рис. 11). Четыре фермы, расположенные рядом с упавшими, получили повреждения, но остались на опорах. Площадь обрушения покрытия составила  $6 \times 21 \times 7 = 880 \text{ м}^2$  (в 1959 г. 500  $\text{м}^2$ ).

Подстропильная ферма 3—5 ряда *B* была сорвана с железобетонной колонны 5 и зависла на опоре по оси 3. Стропильные фермы 3 и 4 в пролете *B* — *B* остались прикрепленными к подстропильной ферме ряда *B* и оторвались от подстропильной фермы ряда *B*; концы этих стропильных ферм легли на технологическое оборудование цементной печи № 1. Стропильная ферма 5 пролета *B* — *B* отделилась от подстропильных ферм рядов *B* и *V* и упала на мостовой электрический кран. Подстропильная ферма ряда *B* была сорвана с железобетонной колонны 5, вывернута в сторону ряда *A* и удерживалась опорным башмаком на опоре 3. Подстропильная ферма ряда *A* верхним поясом наклонилась в сторо-

ну ряда *B* вследствие падения стропильных ферм. Стропильные фермы *4* и *5* пролета *A* — *B* оторвались от подстропильной фермы ряда *B* и концами оперлись на технологическое оборудование; другие концы этих ферм остались закрепленными в подстропильной ферме ряда *A*. У стропильной фермы *3* пролета *A* — *B* при обрушении соседних ферм были повреждены концевые панели верхнего пояса; ферма же удержалась на своих опорах. Стропильные фермы *1* и *2* в пролете *B* — *V* упавшей фермой *3* были сдвинуты с оси железобетонных колонн по ряду *B* на 70 м.м.

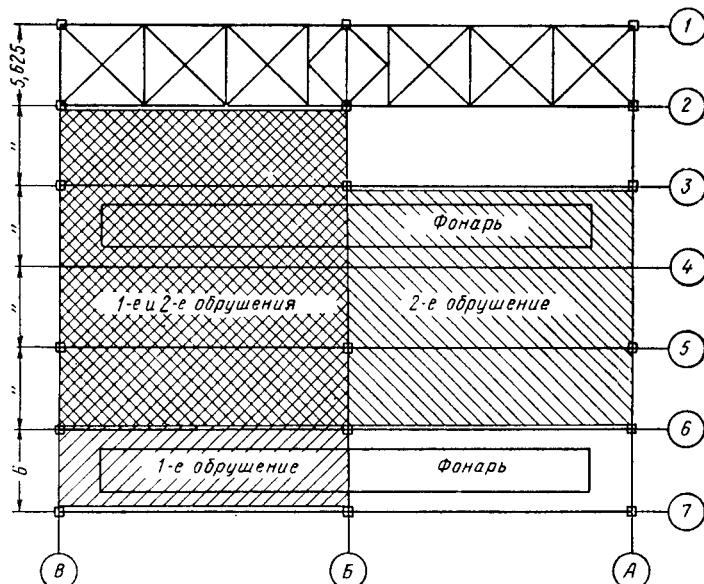


Рис. 11. Участок покрытия печного корпуса, где произошла авария

При осмотре обрушившихся конструкций полных разрывов элементов ферм обнаружено не было. Были найдены надрывы одного уголка и частичные разрушения сварных швов в местах резких перегибов элементов. Сжатые раскосы некоторых ферм, в частности опорные, были сильно деформированы из плоскости ферм (при принятой решетке это направление наибольшей гибкости) и потеряли устойчивость до обрушения ферм, что могло быть вызвано лишь недопустимой перегрузкой покрытия. На обслуживающих площадках, на технологическом оборудовании, на полу цеха и на упавших конструкциях были обнаружены значительные количества цементной пыли в сыпучем состоянии, а также слежавшейся в виде кусков различных размеров.

Проверочный расчет стропильных ферм, выполненный Гипроцемен-

том на фактические постоянные нагрузки, на расчетные нагрузки от снега и цементной пыли ( $70 \text{ кг}/\text{м}^2$ ), показал, что все элементы ферм от этих нагрузок имеют напряжения, не превышающие расчетного сопротивления стали марки Ст.3 ( $R=2100 \text{ кгс}/\text{см}^2$ ).

Новые стальные конструкции для восстановления перекрытия цеха после первой аварии (26 июля 1959 г.) были изготовлены на месте по первоначальному проекту. Контрольные испытания металла упавших конструкций показали, что эти конструкции были изготовлены в основном из стали марки Ст.3 по ГОСТ 380—50; лишь в отдельных случаях имелись некоторые отступления по пределу текучести (до  $23,4 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ ) и по временному сопротивлению (до  $35,3 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ ). Верхний пояс стропильной фермы 5 пролета А — Б был изготовлен из стали повышенной прочности (временное сопротивление  $50,1 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , предел текучести  $33,7 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ ).

Согласно паспортам лабораторных испытаний, прочность бетона поврежденных колонн 5 и 2 ряда В была выше проектной марки 200. Простукивание колонн молотком также подтвердило эту марку бетона.

Разрушающей нагрузкой для конструкций оказалась цементная пыль, поступавшая через аэрационные фонари наружу и скапливавшаяся на кровле. В цехе к моменту аварии были установлены и работали три печи размером  $4,5 \times 5 \times 135 \text{ м}$  (первая с 1958 г., вторая с 1959 г. и третья с июля 1960 г.), причем две печи из трех работали неисправно: холодильники барабанного типа этих печей выделяли обильное количество пыли. Эта пыль через аэрационные поперечные фонари откладывалась на кровле. Очистка кровли от пыли производилась нерегулярно и недостаточно интенсивно; толщина отложений пыли между фонарями на кровле достигла  $70—80 \text{ см}$ . Объемный вес пыли после прошедших сильных дождей за два дня до аварии (так же как и перед первой аварией) составлял  $1,6—1,7 \text{ т}/\text{м}^3$ .

Результаты проверочных расчетов на фактическую нагрузку показали аварийное состояние ряда элементов ферм (табл. 1).

Таблица 1  
НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ ФЕРМ ПО ОСИ 5 В  $\text{кгс}/\text{см}^2$

Элементы фермы	Пролет А—Б	Пролет Б—В
Верхний пояс . . . . .	—2640	—3060
Нижний » . . . . .	+3130	+3400
Опорный раскос у ряда В . . . . .	—2990	—3100
То же, крайний . . . . .	—2680	—3040

П р и м е ч а н и е. Для сжатых элементов в таблице дано условное напряжение — напряжение от фактических нагрузок, деленное на коэффициент продольного изгиба.

При расследовании причин аварии на этот раз было экспериментально проверено и влияние неразрезности ферм на перераспределение усилий. Напряжения измерялись тензометрами Гугенбергера у фермы пролета  $B-B$ , в опорном раскосе и опорном элементе нижнего пояса. После установки приборов была удалена цементная пыль с участка кровли в месте расположения фермы. После удаления пыли напряжения в раскосе понизились на  $326 \text{ кгс}/\text{см}^2$  (растяжение), а в нижнем поясе на  $212 \text{ кгс}/\text{см}^2$  (сжатие). При этих значениях напряжений и их знаках отношение усилий в рассматриваемых элементах почти полностью соответствует разрезной схеме стропильных ферм.

Для разрезной фермы с параллельными поясами усилия в нижнем поясе и в опорном раскосе связаны соотношением (рис. 12)

$$S = \frac{D \cos \beta}{\cos \alpha},$$

а при одинаковых площадях сечений этих элементов напряжение

$$\sigma_S = \frac{\sigma_D \cos \beta}{\cos \alpha}.$$

В нашем случае  $\cos \beta = 0,673$ ,  $\cos \alpha = 0,995$ . Напряжение в нижнем поясе фермы опорной панели должно было быть

$$\sigma_S = \frac{326 \cdot 0,673}{0,995} = 221 \text{ кгс}/\text{см}^2.$$

В действительности оно было лишь немногим меньше ( $212 \text{ кгс}/\text{см}^2$ ).

Комиссия, расследовавшая вторую аварию, сформулировала причину обеих аварий следующим образом: несоблюдение правил эксплуатации цементных печей (износились теплообменные устройства, вследствие чего при форсированном ходе печей неизбежно было усиленное выделение пыли) и правил эксплуатации кровли, в которых сказано, что допустимая толщина слоя пыли на кровле не должна превышать 3 см. (Расчетная нагрузка от пыли в проекте была принята всего в размере  $0,03 \times 1600 = 48 \text{ кгс}/\text{см}^2$ .)

Помимо срочного ремонта теплообменных устройств и тщательного надзора в дальнейшем за выделением пеплом цементной пыли комиссия рекомендовала при восстановлении покрытия над двумя горячими концами печей (учитывая, что эти печи экспериментальные) устроить кровлю из листовой стали толщиной 4—5 мм вместо мягкой кровли по железобетонным плитам. С кровли из листовой стали в случае необходимости

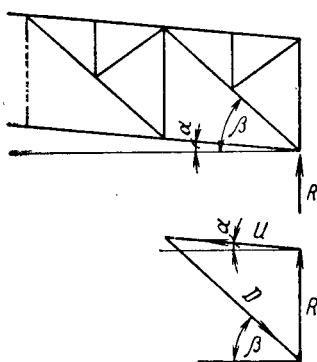


Рис. 12. Схема опорной панели стропильной фермы

сти удобнее убирать цементную пыль; кроме того, при такой кровле создается некоторый резерв в расчетной нагрузке на покрытие.

На основе печального опыта двух аварий на Куйбышевском цементном заводе в «Правила технической эксплуатации цементных заводов» (СН 103—60), утвержденные Госстроем СССР, было введено специальное требование — не допускать скопления цементной пыли на покрытиях зданий цехов цементных заводов.

Две строительные аварии на Куйбышевском цементном заводе, которые произошли с интервалом в один год в одном цехе и практически при одинаковых обстоятельствах, убедительно показывают всю важность самого тщательного расследования каждой аварии и правильного установления ее причин. Если своевременно не выявить действительную причину аварии и не принять мер по ее устранению, авария может повториться и возможно с более тяжелыми последствиями, чем в первый раз. Комиссия по расследованию аварий с большей ответственностью должна относиться к вскрытию истинных причин обрушений.

#### 7. ОБРУШЕНИЕ ДВУХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЦЕХА ХОЛОДНОГО ПРОКАТА ЧЕРЕПОВЕЦКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ЗАВОДА

Авария произошла 13 июля 1962 г. при монтаже конструкций покрытия пролета  $X$ — $III$  цеха холодного проката. Пролет  $X$ — $III$  имел ширину 30 м и перекрывался стальными двускатными стропильными фермами с шагом 12 м. На фермы опирались крупноразмерные железобетонные плиты  $1,5 \times 12$  м и вертикальный фонарь шириной 12 м.

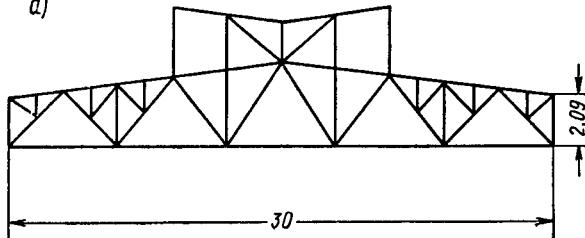
После установки фермы с фонарем по оси 36 в панели 35—36 было уложено только 13 железобетонных плит по фонарям и по скату ферм к оси  $III$ . По скату ферм к оси  $X$  железобетонные плиты не были смонтированы (рис. 13). Затем была поставлена ферма с фонарем по оси 37; укладка железобетонных плит опять была начата с фонаря и велась в направлении ската ферм к оси  $III$ . После укладки 22-й плиты сначала обрушилась ферма по оси 36, а затем ферма по оси 37. Вместе с фермами упали 22 железобетонные кровельные плиты и одна бортовая плита.

Причиной аварии явилась перегрузка стропильной фермы по оси 36 тяжестью железобетонных плит вследствие грубого нарушения последовательности монтажа плит, указанного в проекте производства работ (ППР). Согласно ППР монтаж плит по фонарям следовало производить только после укладки и приварки всех плит на обоих участках ферм от крайних стоек фонаря до опорных стоек главных ферм. Из-за нарушения этого хорошо продуманного порядка монтажа плит оказалась недопустимо большой свободная длина верхнего пояса стропильной фермы по оси 36 (на всем участке от опоры до распорки в коньковом узле) при значительной нагрузке от кровельных плит. В результате верхний пояс

потерял устойчивость, выпучился из плоскости фермы, и сама ферма потеряла несущую способность.

Это заключение подтверждает проверочный расчет устойчивости верхнего пояса стропильной фермы по оси 3б от нагрузок, которые дей-

*a)*



*б)*

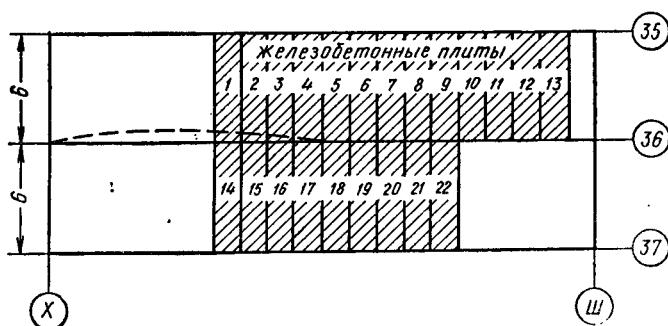


Рис. 13. Участок покрытия прокатного цеха, где произошло обрушение стропильной фермы  
*a* — разрез; *б* — план

ствовали на ферму к моменту аварии (с коэффициентом перегрузки 1,1): усилие в верхнем поясе  $S = -97 \text{ тс}$ ; сечение пояса — два уголка  $200 \times 200 \times 10 \text{ мм}$  из стали 14Г2; площадь поперечного сечения двух уголков  $F = 2 \cdot 76,5 = 153 \text{ см}^2$ ; радиус инерции сечения относительно вертикальной оси  $\rho = 8,9 \text{ см}$ ; свободная длина верхнего пояса  $l = 15,98 \text{ м}$ ; гибкость  $\lambda = 180$ ; коэффициент  $\varphi = 0,17$ .

Напряжение в верхнем поясе

$$\sigma = \frac{97\,000}{153} = 633 \text{ кгс/см}^2 > 0,17 \cdot 2900 = 484 \text{ кгс/см}^2$$

в момент аварии было значительно выше критического напряжения; неизбежность аварии возникла задолго до укладки последней плиты.

Порядок укладки кровельных плит, предусмотренный ППР, в пролете X—Ш цеха холодного проката был нарушен еще в смене, которая предшествовала той, в которой произошла авария. Однако ни начальник участка (инженер), ни инженеры — производители работ обеих смен не пресекли нарушения и не приняли мер, обеспечивающих ведение работ согласно ППР. Участковый инженерно-технический персонал, так же как и бригадиры-монтажники, ознакомились с ППР поверхностно, без глубокого изучения, поэтому они, по-видимому, не знали и не понимали опасности, к которой вело допущенное ими нарушение порядка монтажа кровельных плит.

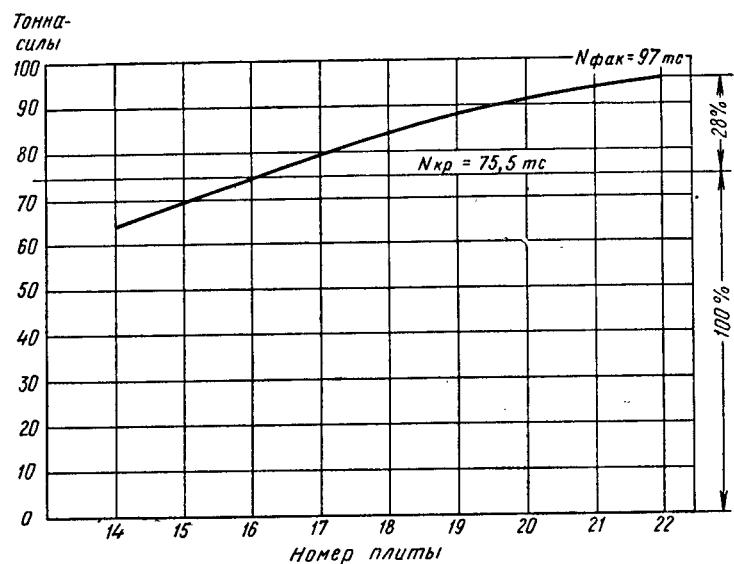


Рис. 14. График нарастания величины усилия  $N$  в верхнем поясе фермы по мере укладки кровельных железобетонных плит

На рис. 14 приведен график нарастания усилия  $N_{\text{фак}}$  в верхнем поясе фермы оси 36 по мере укладки кровельных плит между рядами 36—37. Горизонтальной линией  $N_{\text{кр}}$  на графике показана расчетная несущая способность верхнего пояса фермы при свободной его длине, равной половине пролета фермы. Из графика видно, что при укладке 16-й плиты расчетная несущая способность фермы уже была превышена, и ферма перешла в аварийное состояние.

Конечно, не преднамеренно, но монтажники так вели работы по монтажу перекрытия в пролете X—Ш цеха холодного проката, словно поста-

вили себе цель произвести испытание несущей способности стропильных ферм, доведя их до обрушения.

Фактическая несущая способность стропильной фермы оказалась на 30% выше расчетной.

Авария показала, что в проектах производства работ необходимо особо выделять порядок монтажа кровельных плит и нужно строго следить за соблюдением этого порядка.

Радикальной мерой предупреждения аварий, аналогичных описанной, явилось введение постоянных распорок по верхним поясам стропильных ферм, обеспечивающих устойчивость верхнего пояса ферм при укладке кровельных плит в любой последовательности.

## 8. ОБРУШЕНИЕ ПОКРЫТИЯ ЦЕХА в г. СЕВЕРОДВИНСКЕ

Цех, при монтаже строительных конструкций которого 1 августа 1962 г. произошла авария, представляет собой двухпролетное здание (пролет по 36 м) длиной 198 м (рис. 15). Высота цеха до нижнего пояса стропильных ферм 22,7 м. В каждом пролете имеется вертикальный световой фонарь шириной 12 м. Фонари по длине цеха разбиты на три самостоятельные секции длиной по 60 м. Все несущие конструкции цеха — стальные. Кровля уложена по железобетонным плитам ПКЖ 1,5×6 м. Конструкции покрытия здания были рассчитаны на нагрузку 670 кгс/м<sup>2</sup>.

Для покрытия цеха было принято типовое решение: стропильные фермы с шагом 6 м опираются на подстропильные фермы преимущественно пролетом 12 м. Подстропильные и стропильные фермы шарнирно опираются на колонны. Ввиду того что в дальнейшем со стороны ряда И предполагалась пристройка дополнительных пролетов, продольные связи по нижнему поясу стропильных ферм вдоль ряда И проектом не были предусмотрены. Продольные и поперечные связи по фонарям в каждой секции были запроектированы только с одной стороны; в связи с этим проектом производства работ был предусмотрен монтаж покрытия цеха в направлении от оси 8 к оси 41. Однако ввиду того что первую подстропильную ферму по оси Е пролетом 36 м с этой стороны можно было установить только двумя гусеничными кранами СКГ-30, из которых один на площадку запаздывал, монтажники решили вести монтаж покрытия пролета Г—Е в обратном направлении, т. е. начиная с оси 41. Для того чтобы обеспечить устойчивость первой секции фонаря до постановки постоянных связей в заднем по ходу монтажа торце, монтажники установили по оси 39 четыре временные расчалки из стального каната диаметром 15,5 мм. Более правильным и надежным было бы воспользоваться для закрепления конструкций фонаря постоянными продольными и поперечными связями, предусмотренными с противопо-

ложного торца фонарной секции; для этого нужно было без каких-либо изменений конструкций повернуть секцию фонаря на  $180^\circ$ .

К моменту аварии были смонтированы все колонны, порталные

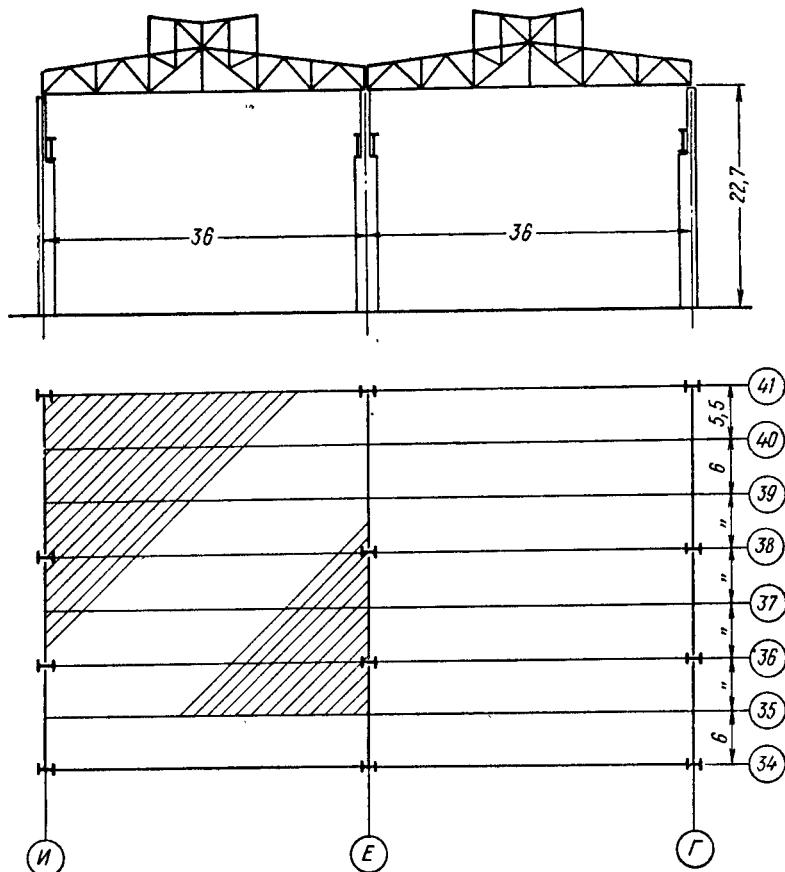


Рис. 15. Поперечный разрез и план цеха

связи, подкрановые балки, подстропильные фермы и первые семь стропильных ферм с фонарями; уложены и приварены на этом участке почти все железобетонные плиты. После укладки предпоследней плиты (на фонарной надстройке между осями 35—36) во время ее приварки к ригелям фонарных рам произошло неожиданное обрушение смонтирован-

ных семи стропильных ферм, четырех подстропильных ферм и 47 плит покрытия. При падении этими конструкциями была сброшена вниз одна подкрановая балка.

При обследовании было обнаружено, что все упавшие конструкции расположились двумя группами с промежутком между ними около 6 м. Первую группу образовали стропильные и фонарные фермы 35, 36, 37, причем кренились они в сторону оси 38 (внизу находилась ферма 37, под ней ферма 36 и затем ферма 35). Стропильные и фонарные фермы 38, 39, 40 и 41 образовали вторую группу упавших конструкций, причем ферма 38, хотя и расположилась под фермой 39, но накренилась в сторону оси 39. Все остальные фермы последовательно накренились также в сторону оси 39. Фонарные фермы заняли после падения такое положение, при котором их ригели преимущественно легли в сторону оси 41. Подстропильная ферма 36—38 по оси Е упала и легла вдоль оси колонн, а подстропильные фермы 36—38 и 38—41 ряда И упали внутрь пролета.

Тщательным осмотром упавших конструкций, в первую очередь сжатых элементов, не было обнаружено таких деформаций, которые свидетельствовали бы о потере ими устойчивости при продольном изгибе. Большая часть плит была приварена к верхним поясам ферм или ригелям фонарных рам в трех углах согласно проекту.

В отдельных элементах конструкций было выявлено несколько разрывов, которые явно произошли в результате ударов при падении. Из этих разрывов выделялись два — отрыв по сварным швам среднего расстянутого раскоса подстропильной фермы пролетом 12 м ряда Е между осями 36—38, в месте крепления его к фасонке нижнего пояса, и отрыв ригеля фонарной фермы 38 по сварке от вертикальной планки в коньковом узле (рис. 16). Качество сварки в местах разрывов было неудовлетворительное: в швах имелись поры, шлаковые включения, швы были неполномерные и имели значительные подрезы.

По качеству сварки к заводу—изготовителю конструкций (Ленинградский завод металлоконструкций) еще до их монтажа были предъявлены серьезные рекламации, и сварные швы всех основных конструкций на площадке строительства дополнительно исправлялись.

При осмотре было установлено, что все четыре тросовые расчалки при падении конструкций сохранились целыми. Каждые две расчалки были закреплены одним концом в крайних узлах фонарной фермы по оси 39, вторым концом в противолежащих узлах стропильных ферм 38 и 40 за их верхние пояса у узловых фасонок. В нарушение указаний проекта производства работ расчалки были поставлены без применения натяжных приспособлений — стяжных муфт, фаркопов. Дополнительно на время монтажа первой панели фонарной надстройки были поставлены сугубо временные расчалки из стальной проволоки диаметром 8 мм; нижние концы этих расчалок были закреплены за строповочные петли железобетонных плит.

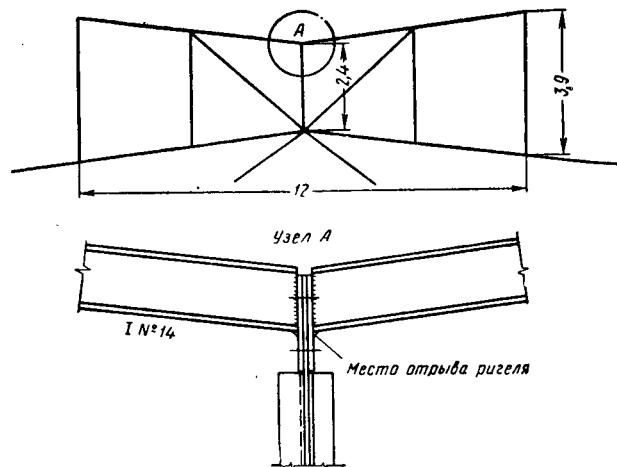


Рис. 16. Место отрыва ригеля фонарной фермы

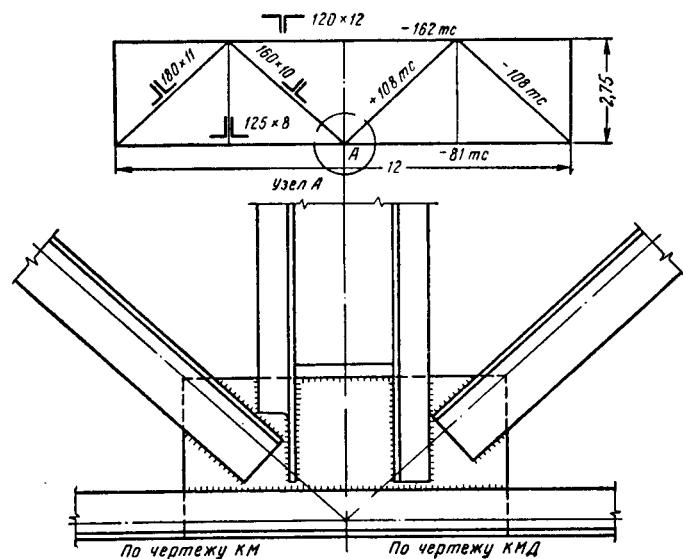


Рис. 17. Средний узел подстропильной фермы по чертежам КМ и КМД

Контрольные испытания образцов металла, взятых из различных элементов упавших конструкций, подтвердили, что они были изготовлены из стали марки ВСт.3 (спокойной) по ГОСТ 380—60 согласно проекту.

При сверке чертежа КМД подстропильной фермы с чертежом КМ было установлено, что проектной организацией, разработавшей чертежи КМД (Новокузнецкое отделение института Проектстальконструкция), была изменена конструкция среднего узла нижнего пояса (рис. 17). Чертежами КМ было предусмотрено полки уголков стойки при встрече с фасонкой, к которой они прилегают, вырубить и до нижнего пояса фермы пропустить голько выступающие полки уголков. В чертеже КМД и в натуре уголки были пропущены без вырубки полки до нижнего пояса фермы, а расстояние от центра узла до торцов уголков раскоса было значительно увеличено. Длина сварных швов в прикреплении уголков раскосов была тем самым уменьшена в 2,7 раза по сравнению с требуемой на расчетное усилие 108 тс; соответственно была снижена расчетная несущая способность прикрепления раскоса до 40,5 т.

Завод, изготавливший стальные конструкции для цеха, выполнил сварное соединение раскоса с фасонкой неудовлетворительно.

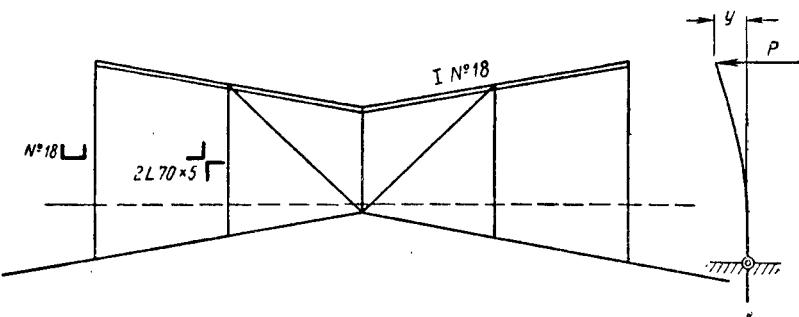


Рис. 18. Схема опрокидывания фонарных ферм под действием горизонтальных сил

Фактическая площадь продольного сечения всех сварных швов прикрепления раскоса оказалась равной 20—22 см<sup>2</sup>, что снизило несущую способность прикрепления до 28—30 т. Действительная же нагрузка к моменту аварии вызвала усилие в раскосе подстропильной фермы не более 20 тс.

Таким образом, разрушение прикрепления раскоса подстропильной фермы только от статической нагрузки было маловероятным, хотя и не могло полностью исключаться из-за неопределенности фактической несущей способности прикрепления при низком качестве сварки; опреде-

литъ же фактическую несущую способность прикрепления после его разрушения, очевидно, было невозможно. Это дало основание комиссии, следовавшей причину аварии, предположить возможность динамического удара от падения фонарной надстройки из-за ее ненадежного раскрепления.

Дальнейшим расследованием была установлена малая вероятность этой версии. Против нее были следующие факты:

1) отсутствие разрывов расчалок;

2) устойчивое состояние надстройки даже при отсутствии расчалок из-за уклона верхнего пояса стропильных ферм (рис. 18). Нужна была горизонтальная сила не менее 14 тс, чтобы ее опрокинуть; возникнуть такая сила при укладке железобетонных плит покрытия не могла;

3) показания надежного свидетеля, видевшего, что обрушение конструкций началось с середины смонтированного участка.

Была выдвинута еще одна версия о причинах обрушения конструкций цеха, по которой оно произошло вследствие того, что тросовые расчалки, будучи закрепленными за верхний пояс стропильной фермы 38, смешились вдоль этого пояса и ослабили; фонарная надстройка накренилась, и усилиями в расчалках был вызван изгиб средних элементов верхнего пояса стропильной фермы. В результате этого элементы потеряли устойчивость, изогнулись, и ферма обрушилась. Разрушение же узла подстропильной фермы произошло вследствие динамического удара о землю или другие конструкции при падении.

Действительно, если пренебречь силами трения, тросовая расчалка, не за-крепленная специально в узле стро-

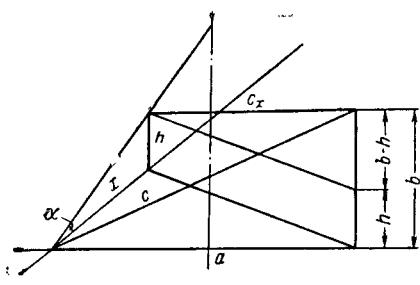


Рис. 19. Схема возможного перемещения расчалки по верхнему поясу стропильных ферм

пильной фермы, теоретически могла скользить вдоль верхнего пояса на расстояние, до которого длина расчалки уменьшается. Согласно схеме, приведенной на рис. 19, длина расчалки, одним концом закрепленной за крайний узел ригеля фонаря, а вторым концом свободно зависящей за верхний пояс стропильной фермы, при уклоне, равном  $\operatorname{tg} \alpha$ , определяется из уравнения

$$c_x^2 = a^2 + x^2 + (b - h)^2 = a^2 + x^2 + (b - x \operatorname{tg} \alpha)^2 = \\ c^2 + (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)x - 2b \operatorname{tg} \alpha x.$$

$c_x$  будет иметь наименьшее значение в точке на расстоянии  $x$  от узла, для которого

$$\frac{d(c_x^2)}{d_x} = 2x(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) - 2btg \alpha = 0,$$

откуда

$$x = \frac{btg \alpha}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}.$$

Для нашего случая  $b = 3,9 \text{ м}$ ,  $\operatorname{tg} \alpha = 0,125$  и

$$x = \frac{3,9 \cdot 0,125}{(1 + 0,125)^2} = 0,48 \text{ м.}$$

Но при смещении расчалки на  $0,48 \text{ м}$  от узла стропильной фермы теоретическая длина расчалки изменяется от  $7156$  до  $7139 \text{ мм}$ , или всего на  $17 \text{ мм}$ . Очевидно, для того чтобы воспрепятствовать такому смещению, нужна весьма небольшая сила трения в узле крепления расчалки; ослабление расчалки из-за сокращения длины на  $17 \text{ мм}$  могло вызвать лишь крайне ничтожный крен фонарной надстройки, а следовательно, весьма малое усилие, изгибающее пояс фермы.

Противоречит объективным данным и предположение о том, что разрушение узла подстропильной фермы произошло при падении от удара, а не от растягивающего усилия в раскосе. Разрушившиеся части лобовых швов разошлись между собой в направлении удлинения раскоса, что могло быть лишь в случае растягивающего усилия в раскосе; при ударе же подстропильной фермы в момент ее падения в раскосе могло возникнуть только сжимающее усилие. Исследования структуры сварных швов в месте разрыва раскоса показали, что разрушение их имело вязкий характер, что также указывает на то, что разрыв их произошел не от удара.

Выяснением причин этой аварии занималось несколько комиссий, производивших дополнительные расчеты и исследования. Лишь по результатам всех приведенных выше исследований представляется возможным изложить с достаточной уверенностью действительные обстоятельства и причины обрушения конструкций цеха.

Есть все основания утверждать, что авария началась с разрушения узла прикрепления ригеля фонарной рамы в коньке фермы из-за некачественной сварки и неудачного конструктивного решения. После разрушения узла этот ригель превратился в консоль и потерял устойчивость (критический изгибающий момент  $M_{kp} = 4,07 \text{ тс} \cdot \text{м}$ , фактический изгибающий момент  $M_{\phi} = 1,17 \text{ тс} \cdot \text{м}$ ). Опираясь на ригель железобетонные плиты кровли начали провисать, а возникшими распорными усилиями была разрушена их приварка к элементам фонарных ферм, и плиты начали падать. При падении плиты создавали дополнительную динамическую нагрузку на стропильную ферму №37, приведшую к разрушению узла подстропильной фермы. Несущая способность этого узла, как ука-

зано выше, была сильно снижена грубой конструктивной ошибкой и низким качеством сварки. Этими обстоятельствами объясняется и тот факт, почему ферма 38 при падении легла навстречу ферме 39. Кровельные плиты, лежавшие на фонарных фермах 38 и 39, провисли; первоначально они оторвались от ригеля 39 (приварка в одном месте) и, падая, создали усилия, которые заставили ферму 38 крениться при падении в ту же сторону, что и ферма 37.

При расследовании этой аварии было обращено внимание на следующее обстоятельство: если жесткость и неизменяемость положения несущих конструкций покрытия обеспечивается только за счет приварки плит к поясам ферм, местное расстройство связи или местное разрушение покрытия приводит к распространению аварии на весь температурный блок здания. В связи с этим в настоящее время в типовые чертежи введены постоянные распорки через 6 м между фермами. Такими распорками обеспечивается устойчивость ферм при постоянных нагрузках вне зависимости от закрепления их плитами покрытия.

При восстановлении конструкций покрытия цеха было значительно увеличено количество связей между стропильными фермами; продольные контурные связи по нижнему поясу были установлены по всему периметру здания (1-й очереди), продольные и поперечные связи по фонарям сделаны с обеих сторон каждой фонарной секции, установлены дополнительные распорки по верхнему поясу стропильных ферм (через 6 м). Все исследования, проводившиеся на протяжении года с целью выяснения причин аварии и отклонения необоснованных версий, показали, как иногда трудно бывает найти и доказать действительные причины аварии.

## 9. ОБРУШЕНИЕ СТАЛЬНЫХ РАМ ПОКРЫТИЯ СКЛАДА АСБЕСТОВОЙ ФАБРИКИ

На строительстве асбестовой фабрики в г. Асбесте 20 августа 1963 г. произошло обрушение шести стальных рам склада сухой руды.

Здание склада размером в плане 53×96 м перекрывалось девятью трехшарнирными рамами с шагом 12 м. Рамы опирались на железобетонные фундаменты. Высота ключевого шарнира над уровнем пола составляла 31 м. По проекту рамы сплошного двутаврового сечения связывались в каждой панели прогонами, располагаемыми через 1,5 м, и связями только в панели между осями 9—10 (рис. 20), что затрудняло монтаж стальных конструкций склада.

Установка конструкций производилась при помощи гусеничного крана СКГ-30. Две полурамы укрупнялись на земле и поднимались поочередно, по одной, с опиранием верхней части на временную монтажную башню и нижней части на железобетонный фундамент. После замыкания полурам и установки прогонов временную монтажную башню перемещали на следующую стоянку для монтажа очередной рамы.

При разработке чертежей КМД и составлении проекта производства работ не были предусмотрены достаточные меры по обеспечению устойчивости конструкций в процессе монтажа в начальной стадии работ.

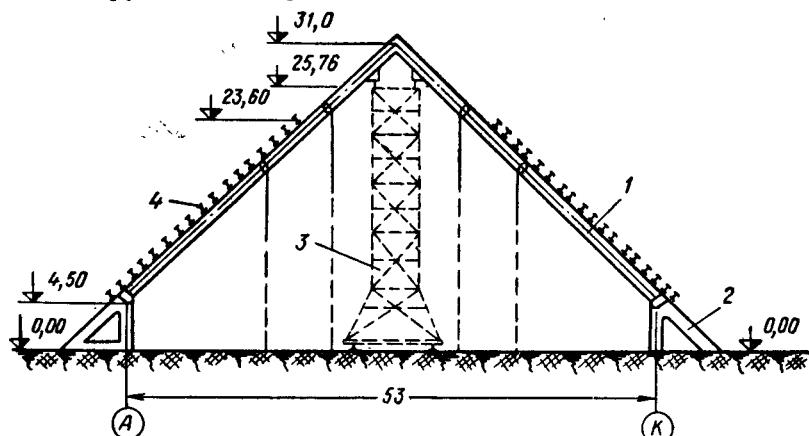


Рис. 20. Поперечный разрез склада сухой руды  
1 — полуарка; 2 — железобетонный фундамент; 3 — башня на оси 9; 4 — прогоны через 1,5 м

Еще в 1962 г. (после аварии на строительстве цеха в Северодвинске) Главстальконструкцией было издано распоряжение, которым все подчиненные ей организации (монтажные, проектные и заводы) обязывались при разработке чертежей КМД и проектов производства работ предусматривать устройство жестких связевых панелей в обоих концах каждого пролета и температурного блока здания, если даже в чертежах КМ такие связи отсутствуют (как это было в данном случае). Предлагалось вводить дополнительные элементы — связи и распорки, которые обеспечивали бы устойчивость конструкций в процессе монтажа.

В данном случае проектом производства работ предусматривалось начало установки конструкций с крайней оси 14 при отсутствии связей в панели 13—14. Раскрепление двух первых арок было запроектировано четырьмя парами расчалок, каждая из стального каната диаметром 19,5 мм. В ППР не были указаны: конструкция якорей для закрепления расчалок, усилия, которые могут возникнуть в расчалках, места расположения якорей, места крепления расчалок на рамках. Производитель работ, не имея этих указаний, по своему усмотрению использовал в качестве якорей имевшиеся на площадке строительства штабеля металлоконструкций (с одной стороны) и железобетонные фундаменты. В одном случае крепление расчалок было произведено за верхние элементы в штабелях конструкций, которые легко могли сместиться даже при небольших

сдвигающих усилиях. В другом случае штабель состоял из трех нетяжелых элементов и при глинистом размокшем грунте не мог воспринимать усилие от расчалки, удерживающей арку.

19 августа монтажная бригада начала установку связей в панели 9—10, но успела установить только часть их и то без полного закрепления (рис. 21). 20 августа шел дождь и дул сильный ветер со стороны якорей (штабелей конструкций). Под воздействием ветровой нагрузки произошел сдвиг якорей, и ничем не удерживаемые шесть рам обрушились.

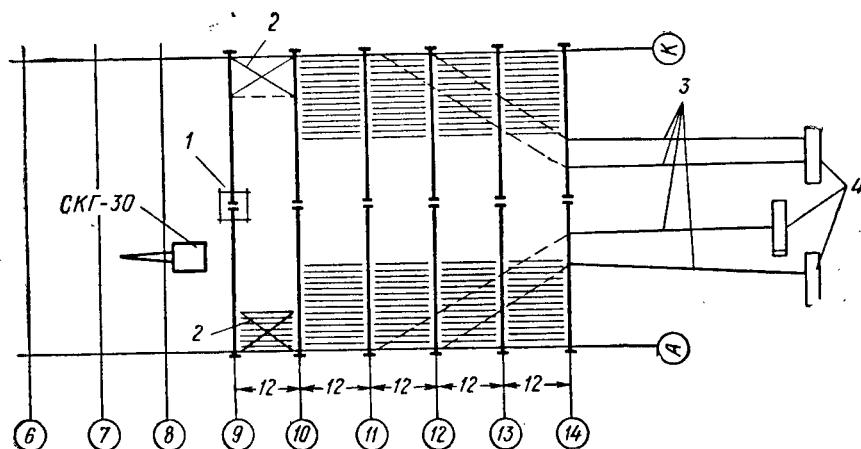


Рис. 21. Схема временного закрепления смонтированных конструкций к моменту аварии

1 — монтажная башня; 2 — связи; 3 — расчалки из троса диаметром 22 мм; 4 — якоря из конструкций

лись, частично повредив стрелу монтажного крана СКГ-30. При своем падении рамы через расчалки сместили якоря (штабеля конструкций) в сторону строящегося склада.

Упавшие конструкции, получившие значительные повреждения, были восстановлены с заменой некоторых частей рам. После аварии монтаж стальных конструкций склада был также начат с оси 14, но по исправленному и дополненному проекту производства работ с постановкой постоянных связей между рамами по осям 14 и 13.

Авария на строительстве склада в г. Асбесте и ее причины не были известны широким кругом монтажников стальных конструкций; возможно, в какой-то степени по этой причине аналогичная авария произошла в сентябре 1966 г. при монтаже стальных конструкций ангара в одном из аэропортов, где причиной обрушения двух первых стропильных ферм явилось их недостаточно надежное временное закрепление расчалками из стальных канатов (см. стр. 64).

## 10. РАЗРУШЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ МАШИННОГО ЗАЛА СЕВЕРОДВИНСКОЙ ТЭЦ

26 марта 1964 г. в результате несогласованных действий эксплуатационного персонала турбинного и котельного цехов и нарушения им правил технической эксплуатации в условиях повреждения некоторых приборов автоматического управления и контроля были выведены из строя турбина № 3 мощностью 25 тыс. квт и электрический генератор № 3 мощностью 30 тыс. квт. Генератор № 3 работал на водяном охлаждении с подпиткой водородом от электролизерной установки. Вследствие внезапного отключения генератора № 3 от сети с нагрузкой количество оборотов турбины возросло до аварийного — 3400—3500 об/мин, после чего начались механические разрушения турбины и генератора, произошел взрыв водорода, и загорелось масло, вытекавшее из разрушенных маслопроводов системы регулирования и смазки.

В результате возникшего на турбогенераторе № 3 пожара произошел сильный нагрев стальных ферм в части покрытия машинного зала. По ориентировочным оценкам температура воздуха под кровлей машинного зала в месте пожара могла достигать 700—750°C. Шесть стропильных ферм пролетом 24 м потеряли несущую способность; элементы их получили большие деформации. Произошло расстройство кровли и ее частичное обрушение.

Все стальные конструкции здания 1-й очереди Северодвинской ТЭЦ клепаные; монтажные соединения их также выполнены на заклепках. Благодаря жесткому закреплению стропильных ферм на колоннах отделения их от колонн и от подстропильных ферм не произошло; после потери своей несущей способности фермы превратились, по существу, в цепи, не обрушились и продолжали поддерживать кровлю, которая была выполнена из малоразмерных железобетонных плит 1,5×0,5 м по стальным прогонам; плиты были покрыты утеплителем и изоляционным ковром из рубероида и пергамина. Возникшим в фермах-цепях распором были искривлены внутрь пролета подстропильные фермы и погнуты верхние части стальных колонн крайнего ряда (рис. 22). Причина разрушения покрытия машинного зала была очевидна. Вызывала удивление живучесть стальных конструкций покрытия, подвергшихся воздействию высокой температуры, причудливо деформировавшихся и не обрушившихся.

Разборка поврежденных конструкций была связана с большими техническими трудностями и небезопасной. Поэтому прежде всего были предохранены от обрушения две фермы, расположенные над быстро восстановленным турбогенератором № 2. Под эти фермы был подведен 75-тонный мостовой кран; фермы были оперты на мост этого крана через шпальные клетки под узлами нижнего пояса. Затем с большими предосторожностями убрали кровлю с аварийной части покрытия. Железобетонные плиты сбрасывали вниз в машинный зал. Расчленение стальных



Рис. 22. Общий вид конструкций покрытия ТЭЦ после пожара

конструкций было начато с отделения прогонов и связей между крайней фермой, опиравшейся на мостовой кран, и следующей провисшей фермой. Дальнейшее членение конструкций кислородом выполнял газорезчик, который помещался в металлической кабине на крюке башенного крана грузоподъемностью 5 тс. Кран перемещался вне здания ТЭЦ,

вдоль наружной стены машинного зала. Этим же краном были убраны все стропильные фермы и другие конструкции покрытия — прогоны, связи, фонари.

Так как верхние части колонн крайнего ряда в уровне верхнего пояса подкрановых балок получили большие пластические остаточные деформации, их пришлось срезать и заменить новыми. Пришедшие в негодность стропильные и подстропильные фермы были заменены новыми сварными. Кровля выполнялась из крупноразмерных железобетонных плит  $1,5 \times 6$  м. С целью ускорения работ было признано возможным отказаться от продольного фонаря на восстанавливаемой части кровли. Приведенные в полную негодность турбина № 3 и генератор № 3 пришлось заменить новыми.

Все работы по восстановлению блока турбогенератора № 3 были закончены за 2,5 месяца.

#### 11. ОБРУШЕНИЕ ЧАСТИ ПОКРЫТИЯ ГЛАВНОГО КОРПУСА ОБОГАТИТЕЛЬНОЙ ФАБРИКИ В г. АПАТИТЫ

14 апреля 1964 г. на строительстве главного корпуса апатито-нефелиновой обогатительной фабрики № 2 (АНОФ-2) комбината «Апатит» обрушились конструкции двух смежных (крайних) пролетов шириной 30 и 36 м (рис. 23). Обрушение конструкций произошло на всем протя-

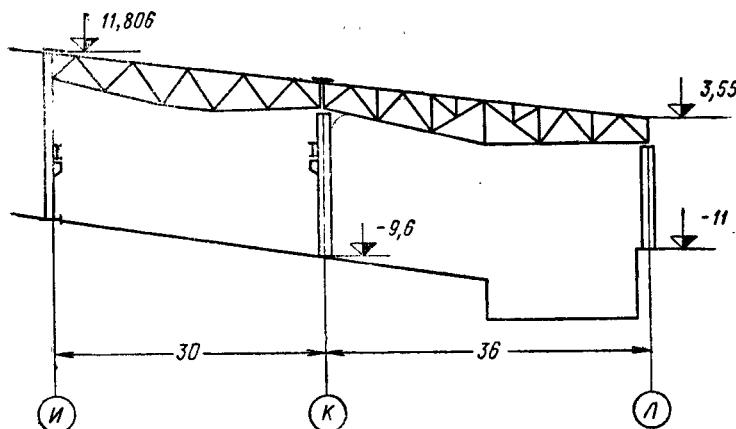


Рис. 23. Поперечный разрез здания АНОФ-2 в месте аварии

жении третьего температурного блока длиной 90 м (оси 38—53). Упали 16 стальных колонн среднего ряда, 31 стропильная ферма и 350 железобетонных плит покрытия. Обрушились также пять железобетонных колонн крайнего ряда и участок кирпичной продольной стены между осями 44—48. Обрушение конструкций произошло на площади 5720 м<sup>2</sup>.

В момент аварии погода была безветренная, температура положительная.

Комиссия, проводившая расследование аварии, выявила ряд серьезных ошибок в чертежах стальных конструкций и грубые нарушения правил производства, и приемки строительно-монтажных работ. В частности, при монтаже конструкций не были установлены вертикальные связи и часть распорок по среднему ряду колонн, в результате чего устойчивость здания в продольном направлении по этому ряду не была в достаточной степени обеспечена. Фундаменты под монтаж конструкций принимались с дефектными анкерными болтами, смещение болтов с осей

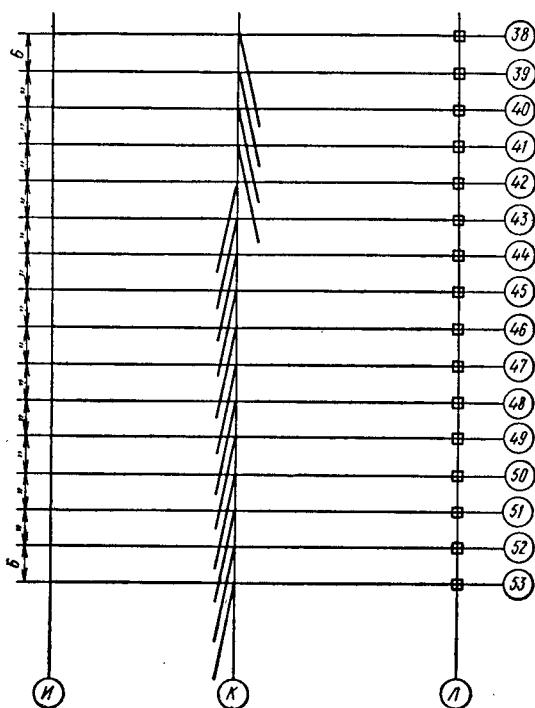
доходило до 100 мм; анкерные болты были различных диаметров. Переделка башмаков колонн для посадки их на смещенные болты выполнялась крайне небрежно: отверстия были увеличены до 120 мм вместо предусмотренных проектом 60 мм. Башмаки колонн в отдельных случаях не были прикреплены к фундаментам болтами, на ряде болтов отсутствовали гайки. Верхние пояса стропильных ферм со стальными колоннами жесткой «этажерки» и между собой над колоннами ряда К (среднего) соединялись накладками на сварке вместо закрепления этих накладок с одной стороны болтами, поставленными в овальные отверстия. Опорные плиты ферм не были приварены к оголовкам железобетонных колонн. Плиты покрытия ПКЖ

не во всех местах были приварены к поясам стропильных ферм и т. д.

Рис. 24. Схема расположения колонн после аварии

не во всех местах были приварены к поясам стропильных ферм и т. д.

Несмотря на то что монтаж конструкций третьего температурного блока не был закончен, колонны среднего ряда не были подлиты, производились следующие работы — укладка по плитам покрытия утеплителя и изоляционного ковра, кладка кирпичной стены.



Все это явилось результатом нарушения технологической дисциплины инженерно-техническими работниками, выполнявшими монтаж конструкций на обогатительной фабрике (Северное управление треста Севзапстальконструкция).

Проект стальных конструкций КМ был разработан институтом Механобр (Ленинград). Чертежи КМД и конструкции изготовлены Курлебакским заводом в 1961—1963 гг. Материал стальных конструкций — сталь ВСт.Зкп по ГОСТ 380—60 (по проекту).

Проверка показала, что качество металла (временное сопротивление 39,8—51,2 кгс/мм<sup>2</sup>; предел текучести 26,8—35,4 кгс/мм<sup>2</sup>; относительное удлинение на десятикратном образце 20—36%) и качество железобетона соответствуют проекту. Фактический вес покрытия составлял 298 кг/м<sup>2</sup>, т. е. был ниже разрешенного Механобром (352 кг/м<sup>2</sup>).

Колонны ряда К (рис. 24) легли «елочкой»: с оси 42 до оси 53 — верхушками в сторону этажерки ряда И, с оси 41 до оси 38 — верхушками в сторону наружного ряда Л. Колонна 41 легла на колонны 42 и 43. Такое расположение колонн после падения дает основание предполагать, что обрушение началось с фермы И-К по оси 42 и распространилось сначала в сторону оси 53, а затем, с некоторым запаздыванием, — в сторону оси 38. Фермы были сильно деформированы, особенно в районе очага аварии; колонны ряда К остались прямолинейными и, следовательно, авария не могла начаться с них.

Комиссия, расследовавшая эту крупную аварию, установила, что причиной ее явилось создание неразрезности стропильных ферм по рядам И и К путем двусторонней приварки соединительных планок по верхним поясам; следствие этого — потеря устойчивости сжатыми элементами нижнего пояса в крайних панелях. Оказали свое влияние, конечно, и большие дефекты монтажа; определить степень их влияния на развитие аварии не представляется возможным.

Авария в г. Апатиты еще раз (см. также аварию в Северодвинске на стр. 29) подтвердила возможность обрушения большой площади покрытия из стальных стропильных ферм и крупноразмерных железобетонных плит, если в нем отсутствуют постоянные стальные распорки между верхними узлами ферм.

## 12. ОБРУШЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЦЕХА СГУСТИТЕЛЕЙ НОРИЛЬСКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО КОМБИНАТА

Это одна из последних аварий стальных конструкций, основной причиной которой явилось хрупкое разрушение металла при низких (отрицательных) температурах; вместе с тем это первая такая авария конструкций покрытия промышленного здания<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Начиная с 1958 г. было несколько обрушений пролетных строений транспортерных галерей вследствие хрупкого разрушения стали при низких температурах. Все эти аварии подробно рассмотрены в главе IV.

Авария в Норильске произошла в январе 1966 г. Во время строительства обрушилось покрытие цеха сгустителей. Этот цех имеет в плане размеры  $54 \times 108$  м и перекрыт разрезными стропильными фермами с параллельными поясами пролетом 27 м, которые опираются на четыре разрезные подстропильные фермы пролетом 27 м, расположенные по среднему продольному ряду стальных колонн (рис. 25). На фермы уложены крупноразмерные железобетонные плиты  $1,5 \times 6$  м.

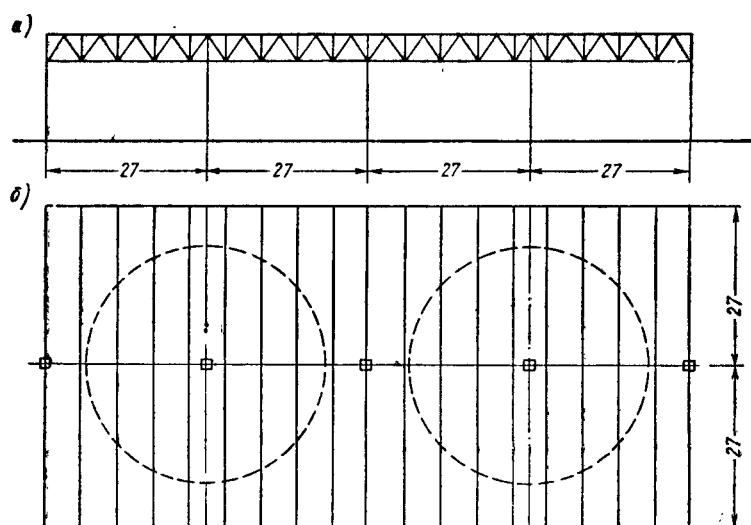


Рис. 25. Схема покрытия цеха сгустителей  
а — разрез; б — план

Обрушение конструкций произошло во время монтажа последней четверти покрытия. Непосредственной причиной обрушения явился разрыв нижнего пояса одной из подстропильных ферм (вероятнее всего третьей по ходу монтажа). Недостаточное закрепление конструкций покрытия связями (по проекту) привело к тому, что авария не локализовалась в пролете одной подстропильной фермы, а вызвала обрушение всех смонтированных конструкций.

В соответствии с проектом конструкции были выполнены из стали марки ВСт.Зсп по ГОСТ 380—60, что подтвердили контрольные испытания металла, взятого из обрушившихся элементов. Применение в данном случае стали марки ВСт.Зсп полностью отвечает требованиям современных норм проектирования (СНиП II-В.3-62) как для несущих конструкций покрытий зданий, эксплуатируемых при температуре ниже  $-30^{\circ}\text{C}$ .

Хрупкому разрушению подстропильной фермы способствовали существенные дефекты сварных швов и сварка при отрицательных температурах электродами марки ОММ-5 с кислым покрытием. Согласно требованиям СНиП III-В.5-62, в данном случае необходимо было сварку стропильных и подстропильных ферм выполнять электродами типа Э42 с основным (рутниковым) покрытием, а при толщине металлоконструкции 20 *мм* и выше — даже электродами Э42А, также с основным покрытием.

Стальные конструкции цеха сгустителей были изготовлены в цехе металлоконструкций Норильского комбината без квалифицированного технического надзора за их сваркой, да еще при отрицательных температурах.

Сигналы о склонности изготовленных ферм к хрупкому разрушению имелись еще до их монтажа. Стальные конструкции доставлялись на стройку из цеха металлоконструкций при низкой температуре воздуха ( $-40\text{--}45^{\circ}\text{C}$ ). Во время перевозки и хранения на складе в шести стропильных фермах были обнаружены хрупкие трещины. Из-за отсутствия на складе комбината нужных профилей металла сечение верхнего пояса 18 стропильных ферм выполнялось составным из двух уголков  $140\times 140\times 10\text{ mm}$  и горизонтальной полосы  $250\times 10\text{ mm}$ , тогда как проектом предусматривалось сечение из двух уголков  $180\times 180\times 12\text{ mm}$ . Полосу приваривали к уголкам кусками длиной 4,5 *м*, сваривали эти куски встык V-образным швом без подварки его корня; к тому же V-образные швы выводили из планки, поэтому в концах швов имелись кратеры и подрезы. Так через каждые 4,5 *м* по верхнему поясу ферм были созданы весьма большие концентраторы напряжений. При наложении продольных швов, соединяющих полосу с уголками, в местах поперечных швов их не прерывали, что вызывало в этих местах дополнительные сварочные напряжения.

Хрупкие трещины возникали у кромок полос в местах поперечных швов и распространялись на полки уголков (до радиуса закругления в обушке).

Дефектные фермы были исправлены в цехе металлоконструкций с применением накладок; однако в этих накладках также иногда появлялись трещины.

Эта авария наглядно показывает, что нельзя предупредить хрупкое разрушение стальных конструкций при низких температурах только правильным применением марки стали. Необходимо тщательно выполнять все конструктивные меры, предусмотренные нормами проектирования стальных конструкций и рекомендациями, утвержденными Академией наук УССР в 1965 г. («Рекомендации по основным принципам конструирования и технологии изготовления типовых сварных соединений для производства металлоконструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур»), а главное, безукоризненно выполнять

сварные швы, руководствуясь правилами изготовления, монтажа и приемки металлоконструкций СНиП III-В.5-62:

- 1) применять присадочный материал соответствующего качества;
- 2) сварные швы должны быть правильной геометрической формы в поперечном сечении, не иметь подрезов, непроваров, пор и т. д.;
- 3) налагать сварные швы необходимо в последовательности, обеспечивающей наименьшие остаточные сварные напряжения.

Пренебрежение этими указаниями и рекомендациями неизбежно приводит к тому, что независимо от качества основного металла конструкции получаются склонными к хрупкому разрушению даже при не очень низких температурах.

Экспериментальные исследования показывают, что хрупкое разрушение конструкции начинается с появления трещины в элементе с достаточно высокими рабочими напряжениями (не менее  $800 \text{ кгс}/\text{см}^2$  для стали марки ВСт.Зсп; для стали ВСт.Зkp эти напряжения могут снижаться и до  $400 \text{ кгс}/\text{см}^2$ ) в местах высокой концентрации напряжений — не ниже предела текучести стали. Если при этом температура будет выше некоторой критической для данной марки стали, то трещина, как правило, распространяется неглубоко и затухает; при более низкой температуре трещина распространяется с огромной скоростью, неограниченно далеко, разрушая весь элемент конструкций.

### 13. ОБРУШЕНИЕ ПОКРЫТИЯ СБОРОЧНОГО КОРПУСА НА ЗАВОДЕ «ЛЕНИНСКАЯ КУЗНИЦА» В КИЕВЕ

На заводе «Ленинская кузница» в Киеве было запроектировано очень интересное в инженерном отношении переустройство в закрытый сборочный корпус двухпролетной открытой эстакады для мостовых кранов грузоподъемностью 30 тс. Размер корпуса в плане  $54,6 \times 291 \text{ м}$ ; по длине здание разделено на четыре температурных блока по 72 м.

Проектом реконструкции эстакады было предусмотрено поднятие крановых рельсов на подкрановых балках на 6 м с отметки 13 до 19 м (рис. 26). Эстакада перекрывалась двухпролетными стропильными фермами с параллельными поясами, пролет ферм 27,3 м, шаг 6 м, шаг колонн 12 м. Кровля устраивалась по железобетонным плитам ПКЖ  $1,5 \times 6 \text{ м}$ .

Работы по реконструкции эстакады были начаты в 1964 г. Стальные конструкции изготавливались Ждановским заводом металлоконструкций по чертежам КМ, выполненным институтом Укрпроектстальконструкция.

Монтаж и переделку строительных конструкций выполнял трест Центростальконструкция Минспецстроя УССР.

Двумя башенными кранами БК-300 со стрелами длиной 38 м, установленными вне эстакады, монтировались все конструкции покрытия цеха и элементы усиления колонн. В пределах одного температурного блока

ка на колоннах устанавливали домкратные устройства, при помощи которых поднимались элементы покрытия и подкрановые балки на проектную высоту; при этом на подкрановых балках были надежно закреплены четыре мостовых крана. Затем старые колонны перерезали и произвели подъем верхней части каркаса здания площадью около 4 тыс.  $m^2$  на высоту 6 м. Общий вес поднимаемых конструкций составлял 800 т; подъем их производился при помощи 24 гидравлических домкратов грузоподъемностью по 400 тс в течение 10 дней.

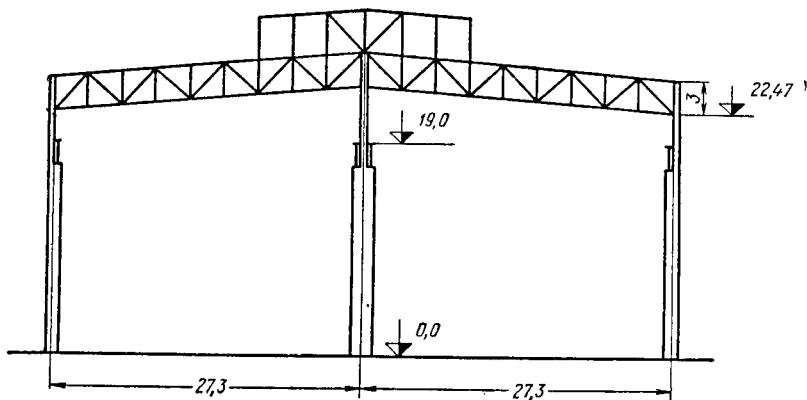


Рис. 26. Поперечный разрез сборочного корпуса после реконструкции

Обрушение покрытия сборочного корпуса произошло 28 января 1966 г., когда все строительные работы по реконструкции практически уже были закончены. Обрушились конструкции покрытия в обоих пролетах корпуса на длине 60 м в пределах четвертого температурного блока (на площади около 3,3 тыс.  $m^2$ ). Снеговая нагрузка в это время была выше нормативной, но не выходила за пределы расчетной.

При осмотре упавших стропильных ферм в ряде мест был обнаружен отрыв фасонок верхнего опорного узла (по среднему ряду колонн) от торцевых планок из-за низкого качества сварных швов, соединяющих эти детали. Торцевые планки остались прикрепленными к колоннам болтами, а во многих случаях и сварными швами по продольным кромкам. Такая приварка торцевых планок разрешалась авторским надзором при неплотном прилегании их к полкам колонн. Раскосы стропильных ферм у среднего ряда колонн были нисходящие (растянутые).

По некоторым признакам обрушение конструкций началось со стропильных ферм между осями колонн 27—28 и распространилось до конца температурного блока (до оси 23).

Из этого короткого изложения обстоятельств обрушения покрытия сборочного корпуса видно, что данная авария аналогична обрушению покрытия в прокатном цехе стана «300-2» Магнитогорского металлургического завода (см. стр. 11). Те же нисходящие раскосы стропильных ферм при жестких поперечных рамках каркаса здания; то же разрушение верхнего опорного узла. Добавилось и еще одно обстоятельство, которое ранее было выявлено на аварии сборочного корпуса в г. Северодвинске (см. рис. 15), — возможность распространения аварии на большую площадь при обрушении одной стропильной фермы в случае отсутствия распорок между стропильными фермами.

Комиссия, производившая расследование аварии, признала, что основной причиной является низкое качество сварных швов, соединяющих фасонку с торцовой планкой в верхних опорных узлах стропильных ферм (по среднему ряду колонн).

Не отрицая существенного влияния в этой аварии дефектов сварных швов, нужно считать, что решающим в ней было другое обстоятельство.

Согласно проекту (статическому расчету), стропильные фермы должны были работать как неразрезные на сугревую и ветровую нагрузки и как разрезные на постоянные нагрузки. С этой целью элемент нижнего пояса стропильных ферм и нижней опоры должен был быть окончательно закреплен только после полной загрузки ферм всеми постоянными нагрузками. В действительности из-за отсутствия каких-либо указаний об этом в чертежах КМД и достаточно ясных указаний в чертежах КМ, а также по недосмотру авторского надзора этого не было сделано. Фермы окончательно закрепляли непосредственно при их монтаже, поэтому в момент аварии они работали как неразрезные на все нагрузки (кроме ветровой и собственного веса), что значительно увеличило отрывающее усилие в верхнем узле против расчетного. Это усилие могло быть также повышенено из-за неточной посадки ферм при их общем подъеме на площади температурного блока.

В связи с аварией в сборочном корпусе необходимо высказать несколько замечаний по поводу работы лиц авторского надзора. В настоящее время можно часто наблюдать, как представители авторского надзора много времени уделяют выявлению мелких дефектов изготовления и монтажа строительных конструкций и тем самым подменяют технический надзор заказчика. В таких условиях легко может быть забыта основная обязанность представителей авторского надзора, как это и было в описываемом случае, следить за тем, чтобы при монтаже конструкций, выполняемых по индивидуальным сложным проектам, обеспечивались условия, при которых конструкции в законченном виде работали бы так, как это предусмотрено их проектом и статическим расчетом. Очевидно, что изготовители конструкций и монтажники не могут знать проекта оружения столь же хорошо, как проектировщики, поэтому тщательно следить за тем, как в процессе монтажа конструкций обеспечивается со-

ответствие расчетной схемы фактической,— важнейшая обязанность работников авторского надзора.

#### 14. ОБРУШЕНИЕ ЧАСТИ ПОКРЫТИЯ МАРТЕНОВСКОГО ЦЕХА ЧЕРЕПОВЕЦКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ЗАВОДА

10 февраля 1966 г. произошло внезапное обрушение конструкций покрытия марленовского цеха в осях 86—90 в блоке печи № 8. Это наиболее крупная авария строительных конструкций промышленного здания, находившегося в эксплуатации достаточно длительное время.

Мартеновский цех на Череповецком металлургическом заводе построен в 1956—1964 гг. по типовому проекту 1955 г. В настоящее время в цехе работают 12 печей различной производительности.

Часть цеха, где произошло обрушение конструкций, была сдана строителями в июне 1961 г. и находилась в эксплуатации 4,5 года.

Главное здание марленовского цеха — трехпролетное с пролетами шириной: разливочный 22 м, печной 27,5 м и шихтовый 18 м (рис. 27). В разливочном пролете работали мостовые разливочные краны грузоподъемностью 400/75/15 тс, в печном — заливочные краны грузоподъемностью 125/30 тс. Все стальные конструкции в цехе сварные, кроме подкрановых балок, которые выполнены клепанными. Ограждающие конструкции покрытия и стен — из сборных железобетонных плит ПКЖ 1,5×6 м.

Общая площадь здания, на которой произошло обрушение и частичное повреждение конструкций, составляла 2430 м<sup>2</sup>; обрушились конструкции во всех трех пролетах цеха.

Осмотром упавших конструкций легко была установлена последовательность их обрушения и развития аварии.

Первой упала подстропильная ферма пролетом 24 м по ряду В между осями 86—90. По проекту она должна была опираться на колонны через столики в виде листовых планок сечением 300×30 мм, приваренных к стенкам колонн на заводе-изготовителе. Кроме того, для предотвращения горизонтальных перемещений фермы под воздействием случайных горизонтальных нагрузок ее опорные узлы должны были быть прикреплены к стенкам колонн 10 черными болтами диаметром 20 мм (диаметр отверстий 21,5 мм). В действительности опорный столик на колонне по оси 90 отсутствовал, и этим концом ферма держалась только на 10 болтах, которые и воспринимали все опорное давление (рис. 28).

Подстропильная ферма при аварии одним концом по оси 90 упала на рабочую площадку, второй ее конец по оси 86 остался на опорном столике колонны, все болты оказались либо срезанными, либо разорванными. Нижний пояс подстропильной фермы из двух уголков 200×200×25 мм во второй большой панели разорвался по стыковым накладкам, четвертый от опоры раскос — у фасонки верхнего узла со следами зна-

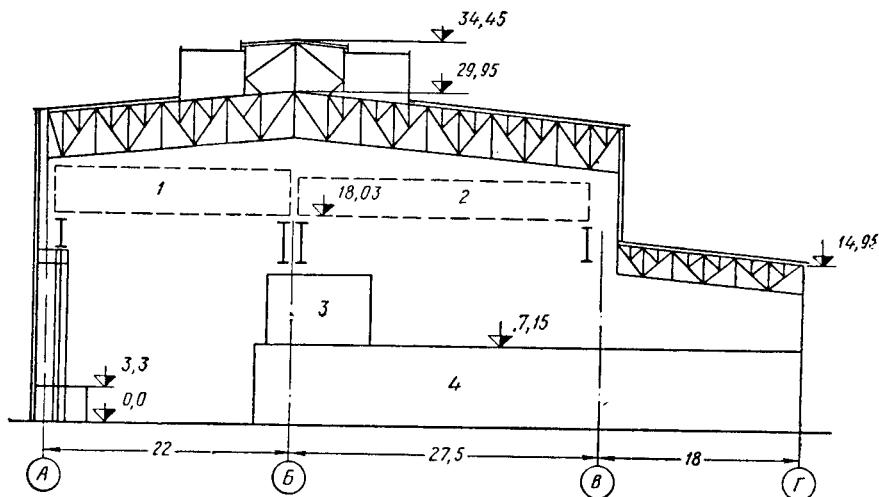


Рис. 27. Поперечный разрез мартеновского цеха в месте аварии  
1 — мостовой кран грузоподъемностью 400/75/15 тс; 2 — то же, 125/30 тс; 3 — печь № 8; 4 — рабочая площадка

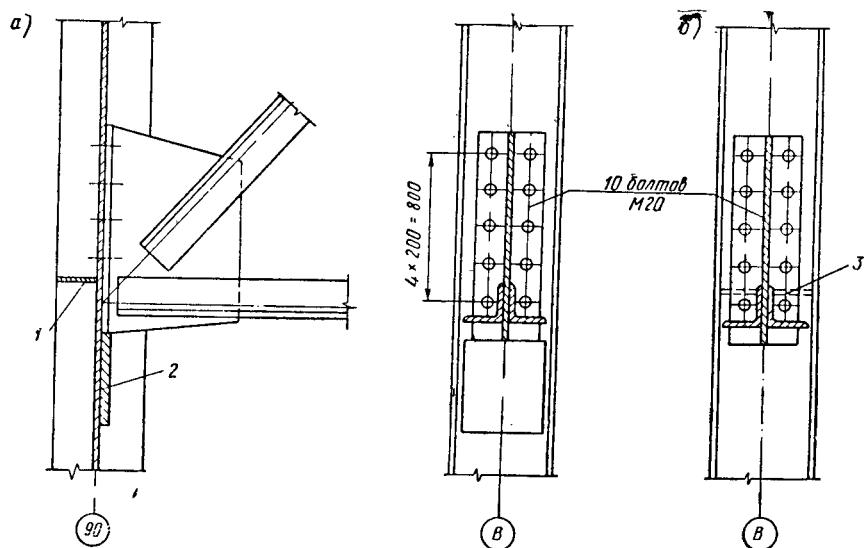


Рис. 28. Крепление подстропильной фермы к колонне  
а — по проекту; б — в действительности; 1 — ребро жесткости; 2 — опорный столик; 3 — ребро жесткости, срезанное кислородом

чительного изгиба (рис. 29). Верхний пояс (из двух уголков  $200 \times 200 \times 30$  мм) получил повреждения в двух местах: в месте перелома, где один уголок оказался разорванным, а второй сильно изогнутым как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях, и в крайней панели со стороны оси 90, где оба уголка пояса разорвались на расстоянии 1,75 м от оси монтажного закрепления на колонне. Этот элемент полностью отделился от подстропильной фермы.

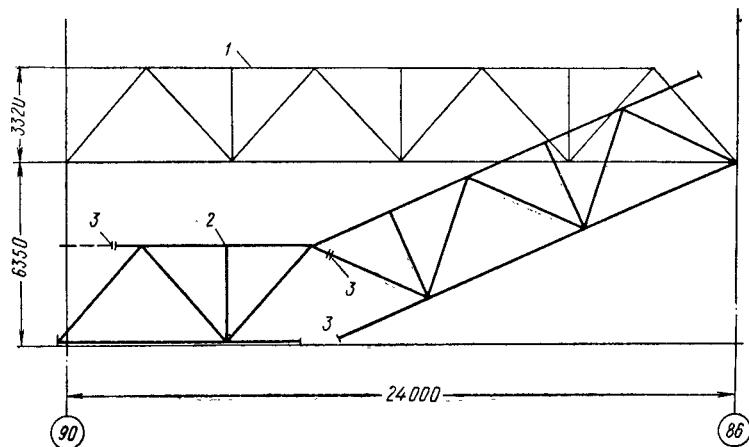


Рис. 29. Схема подстропильной фермы  
1 — до обрушения; 2 — после обрушения; 3 — места разрывов элементов

Поскольку подстропильная ферма ряда В являлась опорой для конструкций покрытия печного пролета и шихтового открылка, а также для стены по оси В, вслед за подстропильной фермой обрушились стропильные фермы печного и разливочного пролетов по осям 86—89, стропильные фермы шихтового открылка по осям 86—90, все железобетонные плиты покрытия на участке падения ферм и стенные плиты по ряду В в осях 86—90. Подстропильные фермы по ряду Б пролетом 36 м (над печью № 8) и по ряду Г пролетом 18 м сильно деформировались, но не обрушились. В деформированном состоянии подстропильная ферма по ряду Б оказалась еще способной поддерживать конструкции покрытия печного и разливочного пролетов в осях 84—86. При падении перечисленных конструкций были разрушены или деформированы отдельные рядом расположенные элементы (по осям 86 и 90), а также обрушился кислородопровод в районе печи № 8 и был завален конструкциями покрытия разливочный кран в пролете А—Б.

Обрушение конструкций марганцовского цеха произошло при темпе-

ратуре наружного воздуха  $-26^{\circ}\text{C}$  и скорости ветра 7 м/сек. Толщина снежного покрова на кровле пролетов А—Б и Б—В в смежных блоках здания, расположенных рядом с местом обрушения, составляла от 0 до 8 см, на кровле шихтового открылка — до 35 см. Мартеновская пыль на кровле здания практически отсутствовала (кровля была очищена от пыли за несколько дней до аварии). Мостовые краны в районе мартеновской печи № 8 в момент аварии в печном пролете не двигались, а в разливочном пролете кран подвозил порожний ковш.

Все несущие металлические конструкции покрытия здания мартеновского цеха в осях 84—90, за исключением подстропильной фермы пролетом 36 м по ряду Б, были изготовлены Ленинградским заводом металлоконструкций в 1960 г.

Монтаж металлических и сборных железобетонных конструкций здания мартеновского цеха в осях 84—90 производил трест Стальмонтаж-5, ныне трест Севзапстальконструкция. Смонтированные конструкции были сданы рабочей комиссией заказчика по акту с оценкой работ «отлично» и с записью об отсутствии отступлений от проекта.

Поскольку было установлено, что обрушение конструкций покрытия началось с подстропильной фермы пролетом 24 м по ряду В, были проведены контрольные испытания качества металла на образцах, взятых вблизи мест разрыва элементов фермы, а также выполнены проверочные расчеты фермы на нагрузки, действовавшие в момент аварии.

Результаты испытания показали, что по химическому составу и механическим свойствам (временному сопротивлению, пределу текучести, относительному удлинению) металл отвечает требованиям ГОСТ 380—60. В стыковых уголках и стыковой прокладке нижнего пояса металл соответствовал марке стали ВСт.Зсп, а в уголках верхнего пояса и в раскосе — марке ВСт.Зкп. Применение стали марки ВСт.Зкп было предусмотрено в проекте.

Стыковые детали нижнего пояса и уголки верхнего пояса в нулевой панели в местах разрывов имели хрупкие изломы, поэтому дополнительно были проведены испытания металла на ударную вязкость при температурах  $-20$ ,  $-30$  и  $-33^{\circ}\text{C}$ . Ударная вязкость металла в деталях стыка нижнего пояса оказалась от 0,64 до 2,57  $\text{kgs} \cdot \text{m}/\text{cm}^2$ , а в уголках раскоса и верхнего пояса — от 0,5 до 1  $\text{kgs} \cdot \text{m}/\text{cm}^2$ . По действующему ныне ГОСТ 380—60 ударная вязкость для стали ВСт.Зсп при температуре  $-20^{\circ}\text{C}$  не должна быть ниже 3  $\text{kgs} \cdot \text{m}/\text{cm}^2$ , если это испытание оговорено в заказе; испытание стали ВСт.Зкп на ударную вязкость при этой температуре стандартом не предусматривается.

Проверочными расчетами установлено, что в момент аварии от фактических нагрузок опорное давление подстропильной фермы пролетом 24 м составляло 79  $\text{tc}$  (от нормативных нагрузок по проекту 112  $\text{tc}$ ), а среднее напряжение в элементах стыка нижнего пояса — 780  $\text{kgs}/\text{cm}^2$ . С учетом дополнительных напряжений от эксцентричного приложения

усилия нижнего пояса по отношению к центру тяжести сечения по стыковым деталям краевые напряжения в стыковой прокладке (в нижнем волокне) были равны  $1280 \text{ кгс}/\text{см}^2$ .

Расчетное сопротивление 10 болтов в месте присоединения подстропильной фермы к колонне по оси 90 составляло всего 41 тс, а при определении по временному сопротивлению материала болтов ( $\sigma_{\text{бр}} \geq 38 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ ) — 75 тс.

На основании всех собранных материалов комиссия, производившая расследование причин аварии, пришла к выводу, что обрушение части конструкции главного здания маркеновского цеха в осях 84—90 произошло вследствие среза болтов в опорном нижнем узле подстропильной фермы у оси 90 из-за отсутствия в натуре предусмотренного проектом КМ опорного столика 10 болтов диаметром 20 мм, предназначенных только для закрепления фермы от горизонтальных перемещений, из-за отсутствия опорного столика воспринимали всю опорную реакцию от вертикальных нагрузок, равную к моменту аварии 79 тс. Эта величина опорной реакции соответствовала действительной несущей способности соединения, но незначительная деформация конструкций или небольшое увеличение нагрузок, а также другие случайные воздействия на ферму могли вызвать ее обрушение, что и произошло 10 февраля 1966 г.

Ленинградским заводом металлоконструкций в детализировочных чертежах КМД была допущена ошибка: колонны ряда В по осям 86 и 90 были замаркированы одинаково, в то время как одна из них «такая», а вторая «обратная».

При установке подстропильной фермы монтажники не обратили внимания на отсутствие опорного столика и не поставили его, несмотря на то что на противоположной колонне подстропильная ферма была установлена на опорный столик. Более того, перед постановкой фермы на болты на колонне по оси В было предварительно срезано кислородом ребро жесткости, приваренное на заводе с обратной стороны к опорному столику, которое мешало постановке подстропильной фермы в проектное положение. Таким образом, ошибка завода не могла быть не замечена при монтаже металлоконструкций.

Технический надзор и рабочая комиссия при приемке металлических конструкций этого участка здания также не обратили внимание на отсутствие опорного столика на колонне по оси 90.

В акте комиссии по расследованию причины аварии отмечено, что ею подробно разбирался вопрос о возможности хрупкого разрушения металла в элементах стыка нижнего пояса подстропильной фермы вследствие низких температур, чтобы определить, не явилось ли хрупкое разрушение металла первой причиной обрушения покрытия. Это предположение было отвергнуто всеми членами комиссии, кроме одного.

Несмотря на столь категорическое отклонение большинством членов

комиссии, предположение о возможности хрупкого разрушения металла нижнего пояса фермы имеет под собой серьезные основания:

1) болтовое крепление подстропильной фермы работало длительное время — с декабря 1960 г., т. е. более пяти лет. За этот период нагрузка на подстропильную ферму, несомненно, многократно превышала ту, которая была 10 февраля 1966 г. Как отмечено выше, за несколько дней до аварии была закончена очистка кровли цеха от мартеновской пыли. Снеговой же покров на кровле цеха к моменту аварии был очень небольшой ( $34 \text{ кг}/\text{м}^2$  вместо  $100 \text{ кг}/\text{м}^2$  по расчету);

2) экспериментально была проверена несущая способность соединения, аналогичного креплению фермы, но на шести болтах диаметром 20 мм (по условиям закрепления образца в разрывной машине испытать образец с 10 болтами не представилось возможным). Соединение разрушилось при нагрузке 53 тс, что соответствует разрушающей нагрузке для 10 болтов около 88 тс. Нагрузка в 88 тс на 12% превышает ту, которая действовала в момент аварии;

3) при срезе болтов и последующем обрушении фермы верхний пояс (в нулевой панели) должен был бы изогнуться и разрушиться до среза трех болтов, которыми этот элемент был прикреплен к колонне в месте наибольшего момента. Однако он разрушился в сечении с изгибающим моментом, на 30% меньшим. Это разрушение произошло хрупко, без каких-либо деформаций элемента, вероятно, от случайного удара падавшими конструкциями.

Благоприятствовали также хрупкому разрушению металла нижнего пояса:

1) весьма низкая для Череповца температура в момент аварии  $-26^\circ\text{C}$ , причем держалась она длительно, как ни в одну из прежних зим, начиная со времени строительства мартеновского цеха;

2) достаточно высокие рабочие напряжения в стыке нижнего пояса:  $780 \text{ кгс}/\text{см}^2$  средние и  $1280 \text{ кгс}/\text{см}^2$  краевые в стыковой прокладке;

3) низкая ударная вязкость металла при низких отрицательных температурах в разорванных элементах, в том числе и в деталях стыка нижнего пояса (до  $0,64 \text{ кгс} \cdot \text{м}/\text{см}^2$ );

4) выполнение стыка нижнего пояса фермы без принятия конструктивных мер, ныне обязательных для предотвращения хрупкого разрушения (зазор между стыкуемыми уголками фактически был от 0 до 10 мм вместо требуемых действующими нормами не менее 50 мм).

Имеются и факты, подтверждающие предварительный разрыв нижнего пояса:

1) хрупкий характер его разрыва; наличие четкого «шевронного» рисунка на изломе прокладки, указывающего, что трещина распространялась снизу вверх, т. е. из зоны наибольших краевых напряжений;

2) отсутствуют следы обмятия кромок болтовых отверстий при срезе болтов. Отверстия (сверленые) имели одинаково правильную форму

на обоих концах фермы. На образце же соединения после его разрыва было отчетливо выражено обмятие кромок отверстий;

3) изгиб обеих торцовых опорных планок в нижней части. Стрелка изгиба для конца к оси 86 составляла 16—18 мм, для конца к оси 90 с одной стороны также 16 мм, с другой — 62 мм. Изгиб этого угла планки произошел в результате какого-то сопротивления перемещению фермы после падения ее на рабочую площадку. При падении фермы после среза болтов (без разрыва нижнего пояса) опорная планка конца фермы по оси 90 должна бы быть ровной;

4) задиры металла на стыке колонны по оси 90 под нижней кромкой торцовой опорной планки. Задиры доказывают, что перемещение торцовой опорной планки происходило при плотном прижатии ее к стенке колонны. Это возможно только под действием распора, который возник в ферме, как в трехшарнирной арке, после разрыва нижнего пояса. Величина распора была равна 170 т. При падении целой фермы такого прижатия опорной планки к стенке колонны не могло быть;

5) остаточные искривления обеих колонн в уровне примыкания нижнего пояса подстропильной фермы. Эти искривления относительно невелики, но у обеих колонн направлены в стороны, обратные пролету фермы. Увеличение пролета на уровне болтовых отверстий равно 11—13 мм.

При разрыве нижнего пояса находит свое объяснение и снижение несущей способности болтового крепления подстропильной фермы на колонне ряда 90.

После разрыва нижнего пояса неизбежно должна была произойти просадка подстропильной фермы, что должно было привести к повороту опорных узлов фермы и к сложной работе болтов на срез и на растяжение. При таком сложном напряжении сопротивление стали сразу снижается. Теоретически сопротивление срезу

$$\tau = \sqrt{\frac{\sigma_t^2 - \sigma^2}{3}},$$

где  $\sigma_t$  — предел текучести материала;

$\sigma$  — растягивающее напряжение.

При  $\sigma = 0,5 \sigma_t$  сопротивление срезу снижается на 15%, а при  $\sigma = 0,75 \sigma_t$  — более чем на 50%.

Приведенные выше соображения показывают, что без хрупкого разрушения нижнего пояса обрушение подстропильной фермы по ряду В 10 февраля 1966 г. не должно было бы произойти. Но при отсутствии опорного столика на колонне по оси 90 угроза обрушения фермы продолжала бы оставаться, и оно могло бы произойти в будущем, возможно, с более трагическими последствиями, чем этого было в данном случае.

При наличии опорного столика разрыв нижнего пояса подстропильной фермы по ряду В не привел бы к обрушению покрытия цеха; ферма

сработала бы как трехшарнирная арка и не упала. Так было в листопрокатном цехе стана 1700 того же Череповецкого завода, в котором 12 апреля 1962 г. произошел разрыв нижнего пояса примерно такой же подстропильной фермы, как и в мартеновском цехе, но обрушение покрытия цеха было предотвращено.

Авария в мартеновском цехе Череповецкого металлургического завода показывает, к каким тяжелым последствиям может привести пренебрежение общизвестными требованиями к организации работ по изготавлению и монтажу, сдаче-приемке стальных конструкций. Эти требования следующие:

- 1) обязательная разработка чертежей КМД и проверка их разными лицами; проверка должна выполняться работником более высокой квалификации, чем квалификация конструктора, выполнившего чертеж;
- 2) обязательное соблюдение всех конструктивных мер против хрупкого разрушения металла, указанных в действующих нормах проектирования стальных конструкций (СНиП II-В.3-62);
- 3) резку и исправление конструкций монтажниками не допускать без тщательного рассмотрения необходимости в этом и способов исправления. На каждое исправление обязательно должно быть получено письменное разрешение главного инженера монтажного управления;
- 4) обязательный тщательный контроль качества монтажных соединений, полного их соответствия проектным решениям при сдаче-приемке стальных конструкций по техническому акту генеральному подрядчику и рабочей комиссии заказчика.

#### 15. ОБРУШЕНИЕ ПОКРЫТИЯ В ДВУХ БЛОКАХ МАРТЕНОВСКОГО ЦЕХА

9 января 1967 г. внезапно обрушилось покрытие в разливочном и печном пролетах над двумя печами мартеновского цеха Днепропетровского металлургического завода им. Дзержинского.

Два блока этого мартеновского цеха с печами № 17 и 18 емкостью 250 т, где произошла авария, были построены еще в 1953—1954 гг. (рис. 30). В разливочном пролете шириной 21,06 м работали мостовые краны грузоподъемностью 260/75/15 тс, в печном шириной 26,06 м — мостовые краны грузоподъемностью 125/30 тс. Все конструкции, кроме подкрановых балок, были сварными; подкрановые балки в обоих пролетах цеха клепаные. Шаг стропильных ферм 5,5 м, а колонн по рядам А и Е — 11 м и по ряду Б (над печами) — 33 м. Схематический план цеха, где произошла авария, приведен на рис. 31.

При аварии обрушились две подстропильные фермы пролетом 33 м по ряду Б (в осях 42—54); 22 стропильные фермы в пролетах А-Б и Б-Е (в осях 42—53), в том числе две фермы по ряду 42, входящие в состав главных поперечных рам каркаса цеха; фонари в осях 42—53; фахверк по рядам А и Е в осях 42—54 (частично); прогоны и кровельная волнистая

тая сталь на площади около  $3100 \text{ m}^2$ . Всего обрушилось около  $400 \text{ t}$  стальных конструкций (включая волнистую сталь кровли). Общий вид обрушившихся конструкций показан на рис. 32.

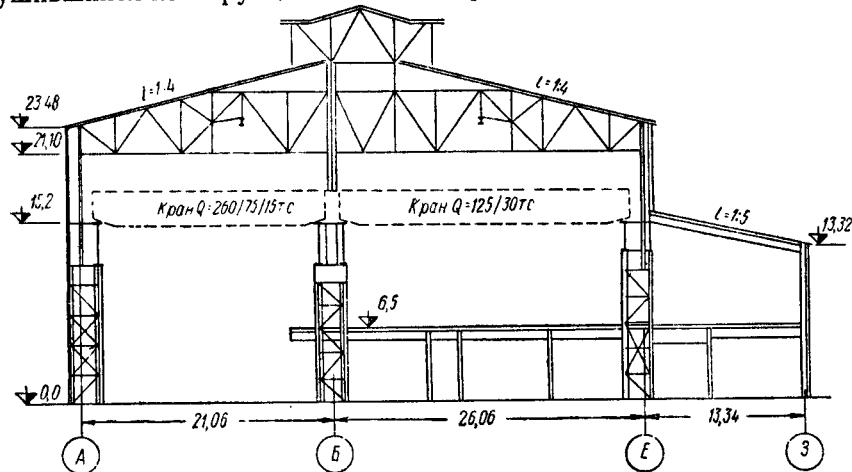


Рис. 30. Поперечный разрез мартеиновского цеха завода им. Дзержинского

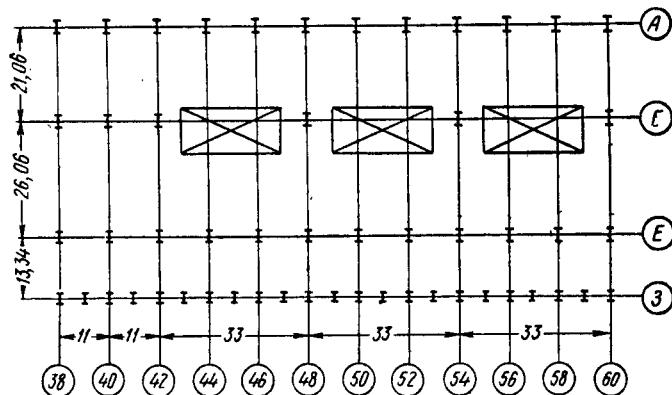


Рис. 31. Схематический план цеха в месте, где произошла авария

В момент аварии температура наружного воздуха была положительная; разливочные и заливочные краны над печами № 17 и 18 не работали.

Осмотр упавших стальных конструкций показал, что подстропильные фермы ряда *Б* и стропильные фермы не имели разрывов элементов;



Рис. 32. Общий вид обрушившихся конструкций

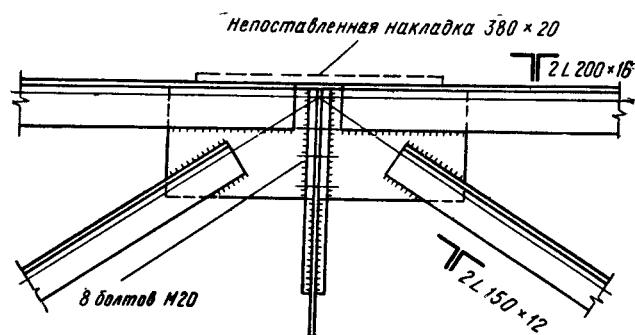


Рис. 33. Опорный узел подстропильных ферм ряда *Б* на колоннах по осям 48 и 54

подстропильная ферма в осях 42—48 была деформирована значительно сильнее, чем ферма в осях 48—54. Верхние части колонн ряда *Б* в осях 48 и 54 заметно наклонились в сторону оси 42. Колонна по этой же оси,

будучи связана с соседними колоннами продольными вертикальными связями (оси 40 и 38), сохранила свою вертикальность.

Согласно чертежам КМ и КМД, подстропильные фермы в осях 42—60 должны были представлять собой трехпролетную (а до строительства в 1956 г. блока цеха с печью № 19 — двухпролетную) неразрезную конструкцию. С этой целью в опорных узлах по осям 48 и 54 в чертежах были предусмотрены соединительные накладки сечением  $380 \times 20$  мм, привариваемые фланговыми швами к горизонтальным полкам уголков верхнего пояса (рис. 33). В натуре этих накладок не оказалось: они не были поставлены при монтаже конструкций. Каждая подстропильная ферма своими концами через торцевые планки толщиной 30 мм опиралась на опорные планки-столики толщиной также 30 мм, приваренные к стенкам верхних частей колонн. Концы двух смежных подстропильных ферм были стянуты друг с другом через торцевые планки восемью болтами диаметром 18 мм.

При осмотре узлов опирания подстропильных ферм выяснилось, что торцевые планки всех опорных узлов фермы сильно деформированы: в отверстиях сохранилась лишь часть болтов, из которых большинство разорвалось с образованием шейки.

Механические испытания образцов металла, взятых из элементов обрушившихся подстропильных ферм, и проверка их химического состава подтвердили, что в соответствии с требованиями проекта подстропильные фермы были изготовлены из стали марки ВСт.Зкп по ГОСТ 380—50 (для сварных конструкций). Лишь в одном образце предел текучести получился  $23$  кгс/мм<sup>2</sup>, т. е. ниже браковочного значения  $24$  кгс/мм<sup>2</sup> по стандарту; в другом образце временное сопротивление составило  $37,5$  кгс/мм<sup>2</sup>, тоже ниже браковочного значения  $38$  кгс/мм<sup>2</sup> по стандарту.

Вместе со стальными конструкциями на рабочую площадку и на печи с кровли упало большое количество марганцевской пыли (рис. 34). При осмотре кровли над печами № 16 и 19, расположенных рядом с теми, над которыми обрушилось покрытие, в районе аэрационных фонарей были обнаружены большие скопления марганцевской пыли (толщиной до 30 см), преимущественно плотно слежавшейся; это указывало на то, что пыль длительное время с кровли цеха не очищалась.

Чтобы установить возможную нагрузку от пыли на кровле над печами № 17 и 18, были произведены замеры расположения пыли и толщины ее слоя в отдельных местах на кровле над печами № 16 и 19. Объемный вес слежавшейся пыли получился равным в среднем  $2,5$  т/м<sup>3</sup>, а рыхлой —  $1,2$  т/м<sup>3</sup>.

Судя по этим замерам, нагрузка от пыли на подстропильные фермы над печами № 17 и 18 к моменту аварии могла составлять от 3,5 до 5 т на 1 м длины фермы. При расчете подстропильных ферм в проекте КМ были приняты следующие временные (нормативные) нагрузки: снег  $50$  кг/м<sup>2</sup>, пыль  $25$  кг/м<sup>2</sup>, что давало нагрузку на подстропильные фермы

в 1,75 т/м, или не менее чем в 2 раза ниже, чем фактическая нагрузка от пыли.

Снег на кровле цеха в момент аварии отсутствовал.

Первоначально было сделано предположение, что причиной аварии явилось сползание подстропильной фермы между осями 48—54 с опорной планкой-столиком на колонне по оси 48. Предполагалось также, что



Рис. 34. Скопление мартеновской пыли на месте аварии

сползание происходило в результате толчков от мостовых кранов, движавшихся по расстроенным подкрановым путям, и недостаточно тщательной затяжки болтов, соединяющих торцы двух смежных подстропильных ферм. При таком объяснении аварии оставались неясными причина обрушения второй подстропильной фермы между осями 42—48 и причина наклона верхней части колонны по оси 48 в сторону оси 42.

Для установления действительных причин аварии изучалась работа подстропильных ферм под нагрузками, действовавшими в момент аварии.

Результаты проверочных расчетов напряжений в четырех наиболее нагруженных элементах подстропильной фермы от нормативных нагрузок и при фактическом наличии на кровле мартеновской пыли приведены в табл. 2. При этом ферма рассматривалась как двухпролетная неразрезная балка (по проекту) и как разрезная балка, что было в действительности (рис. 35).

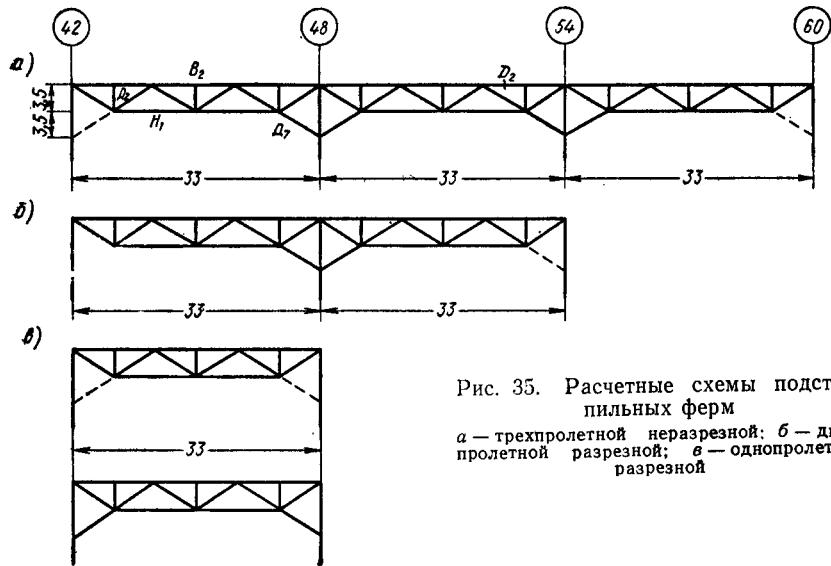


Рис. 35. Расчетные схемы подстропильных ферм  
а — трехпролетной неразрезной; б — двухпролетной разрезной;  
в — однопролетной разрезной

Таблица 2  
НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ ПОДСТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ РЯДА Б ОТ НОРМАТИВНЫХ И ФАКТИЧЕСКИХ НАГРУЗОК (ПО ПЛОЩАДИ БРУТТО)

Геометрические характеристики сечений, расчетные схемы и нагрузки	Верхний пояс $B_2$	Нижний пояс $H_1$	Раскос $D_2$	Опорный подкос $D_1$
Состав сечения . . . . .	2 L 200×16	2 L 150×16	2 L 150×12	2 L 200×16
Площадь сечения в $\text{см}^2$ . . . . .	124	91,6	69,8	124
Коэффициент продольного изгиба $\varphi$ . . . . .	0,7	—	0,5	0,72
• Напряжение в $\text{kgs}/\text{cm}^2$ в неразрезной ферме от нагрузок:				
нормативных . . . . .	—1145	1160	—1130	—1370
фактических . . . . .	—1270	1380	—1250	—1880
• Напряжения в $\text{kgs}/\text{cm}^2$ в неразрезной ферме (без подкосов) от нагрузок:				
нормативных . . . . .	—2110	1770	—2120	—
фактических . . . . .	—2900	2450	—2920	—
• Напряжение в $\text{kgs}/\text{cm}^2$ в разрезной ферме (с подкосами) от нагрузок:				
нормативных . . . . .	—1360	80	—2120	—1490
фактических . . . . .	—1580	110	—2920	—2060

Примечание. Для сжатых элементов даны приведенные напряжения, т. е. напряжения, деленные на коэффициент продольного изгиба.

В проекте КМ расчет статически неопределеных величин (опорных моментов) для неразрезных подстропильных ферм был произведен упрощенно, как для неразрезных балок постоянного сечения. При проверочных расчетах подстропильные фермы были рассмотрены как неразрезные при действительных длинах и сечениях элементов.

Уточненный расчет показал, что величина опорного момента в неразрезной двухпролетной ферме на 18% выше, чем в двухпролетной неразрезной балке постоянного сечения. При фактической нагрузке от маркеновской пыли напряжения только в опорном подкосе  $D_7$  в неразрезной системе близки к расчетному сопротивлению стали ( $R=2100 \text{ кгс/см}^2$ ), но не являются катастрофичными, а в разрезной системе в двух элементах — верхнем поясе  $B_2$  и раскосе  $D_2$  — превосходят не только расчетное сопротивление стали (конструкции были рассчитаны по допускаемым напряжениям), но и значительно превышают нормативный и фактический пределы текучести стали в этих элементах.

Эти расчеты убедили, что обрушение покрытия маркеновского цеха могло произойти лишь в результате совместного действия двух основных факторов:

1) перегрузки кровли маркеновской пылью;

2) халатности монтажников и технического надзора заказчика, по вине которых были пропущеныстыковые накладки по верхнему поясу в опорных узлах подстропильных ферм; фактически эти фермы работали как разрезные.

Учитывая значительное разгружающее влияние опорных подкосов на величину усилий в поясах фермы (это было установлено расчетом фермы как разрезной, но с опорными подкосами), можно утверждать, что непосредственной причиной обрушения покрытия явилась потеря устойчивости раскосом  $D_2$  подстропильной фермы в осях 42—48.

Обрушение конструкций покрытия маркеновского цеха, вероятно, происходило в такой последовательности. По установленным причинам (разрезность подстропильных ферм и перегрузка их маркеновской пылью) первой потеряла свою несущую способность ферма между осями 42—48. Провиснув, она стала работать как цепь. Возникшими горизонтальными усилиями (до 100 тс) были разорваны болты на колоннах по осям 42 и 48, а верхушка колонны по оси 48 была наклонена в сторону оси 42. В результате этого наклона конец фермы следующего пролета сошел с опорной планки на колонне по оси 48, а эта подстропильная ферма, превратившись в консольную балку, обрушилась вслед за подстропильной фермой 42—48. Совместно с подстропильными фермами упали стропильные фермы и другие конструкции покрытия.

Факт начала аварии с обрушения подстропильной фермы между осями 42—48 подтвердил и надежный очевидец аварии — машинист заливочного крана. В момент аварии кран находился над печью № 19, над

ее крайним окном в сторону печи № 18. В этот момент кран не работал, и машинист имел возможность видеть, как началось обрушение конструкций покрытия над печью № 17 и как распространялось оно к оси 54.

При выяснении причин аварии дополнительна была вскрыта грубая ошибка, допущенная при разработке чертежей стальных конструкций блока мартеновского цеха в осях 54—60 (печи № 19) в 1958 г. Чертежами предусматривалась постановка соединительной накладки по верхним поясам подстропильных ферм на колонне ряда 54, превращавшей подстропильные фермы в пролетах 42—48, 48—54 и 54—60 в общую трехпролетную систему, но не было предусмотрено усиление раскоса  $D_2$ , выполненного из двух уголков  $150 \times 150 \times 12$  мм у колонны 54 в блоке печи № 18. В этом раскосе даже от нормативных нагрузок условные напряжения равны  $3570 \text{ кгс}/\text{см}^2$  вместо  $2070 \text{ кгс}/\text{см}^2$  в разрезной ферме. При постановке соединительной планки на оси 54 без усиления раскоса  $D_2$  обрушение конструкций покрытия блока 48—54 могло бы произойти раньше, чем оно произошло в действительности. В новой подстропильной ферме 48—54, изготовленной взамен упавшей, эта ошибка была исправлена: для раскоса  $D_2$  были приняты два уголка  $200 \times 200 \times 16$  мм.

Так, недостаточный контроль со стороны монтажников и работников технического надзора за установкой всех деталей монтажных соединений и за соблюдением требований проекта в отношении правильного и своевременного закрепления деталей, определяющих работу конструкций в соответствии с расчетными предположениями, привел к тяжелым последствиям. Необходимо, чтобы в чертежах КМ и КМД обращалось особое внимание изготавителей и монтажников конструкций на установку и закрепление подобных деталей и указывалось, при каком загружении эти детали должны быть закреплены. Соединительные накладки на верхних поясах подстропильных ферм в мартеновском цехе завода им. Дзержинского должны были быть поставлены и заварены непосредственно после установки двух смежных подстропильных ферм до загружения их весом стропильных ферм и других конструкций покрытия. Такого указания в чертежах не было сделано.

Авария еще раз подтвердила безусловную необходимость систематического тщательного осмотра в процессе монтажа и в период эксплуатации наиболее ответственных узлов соединений стальных конструкций. Такие узлы должны быть доступны для осмотра и при необходимости — для ремонта; с этой целью в проектах нужно предусматривать и выполнять в натуре лестницы и площадки или другие приспособления.

Перечень наиболее ответственных узлов, подлежащих осмотру, должен быть указан в проекте и известен персоналу, осуществляющему наблюдение за конструкциями при эксплуатации здания. Этот персонал должен быть также хорошо осведомлен о нагрузках, на которые рассчитаны конструкции здания, и не допускать превышения их фактических значений.

## 16. ОБРУШЕНИЕ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ АНГАРА

В одном из аэропортов 5 сентября 1966 г. произошло обрушение двух стальных стропильных ферм ангара непосредственно после их установки и временного закрепления расчалками. Размеры ангара в плане  $45 \times 48$  м, высота (наибольшая в коньке) 17,3 м. Здание ангара неотапливаемое. Несущие конструкции стальные; колонны и стропильные фермы имеют шаг 12 м. Стропильные фермы пролетом 44,5 м двускатные, с параллельными поясами под кровлю с уклоном 1:4. Фермы опираются на колонны вверху, шарнирно (рис. 36).

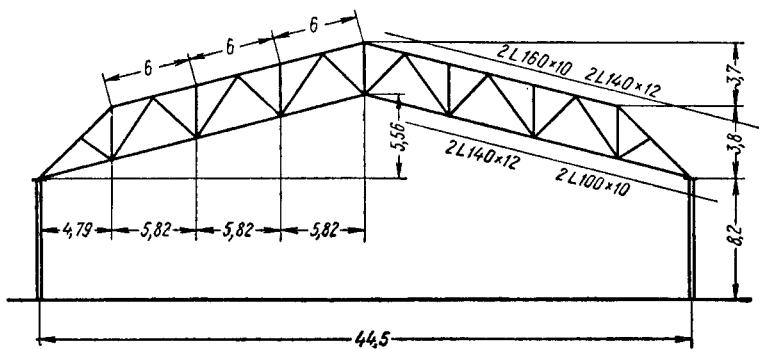


Рис. 36. Поперечный разрез ангара

При разработке чертежей КМД и изготовлении стальных конструкций ангаря Тойтепинским заводом металлоконструкций были заменены сечения некоторых элементов стропильных ферм, но в сторону увеличения их площади.

Монтаж стальных конструкций ввиду относительно небольшого объема работ осуществлялся не по проекту производства работ, а по технологической записке, составленной и утвержденной монтажным управлением. В качестве монтажного механизма был использован башенный кран марки БКСМ-7,5-5.

Авария произошла при следующих обстоятельствах.

С утра был начат монтаж стропильных ферм ангаря; первой была поднята и установлена в проектное положение ферма по оси К. Верхний пояс фермы был раскреплен тремя парами расчалок из стального каната диаметром 15,5 мм. Второй была смонтирована ферма по оси Ж, которую, как и ферму по оси К, раскрепили тремя парами расчалок (рис. 37).

Спустя 25—30 мин после установки второй стропильной фермы было начато соединение их поперечными фермами связей. Первой устанавливались

вали ферму связей в коньке; при заводке ее между стропильными фермами главная ферма по оси  $\mathcal{K}$  неожиданно потеряла устойчивость и стала падать. Во время падения фермой по оси  $\mathcal{K}$  были перебиты две расчалки, раскреплявшие ферму по оси  $K$ . В результате ферма по оси  $K$  также потеряла устойчивость и обрушилась.

Осмотром установлено, что обе фермы практически не имели разрывов элементов и сварных соединений, но получили значительные деформации преимущественно верхних поясов; эти пояса потеряли общую устойчивость из плоскости ферм, изогнувшись  $S$ -образно с точкой перегиба вблизи середины пролета. Нижние пояса ферм после падения больших деформаций не имели. Обе фермы при своем падении разорвали болты, прикреплявшие их концы к колоннам, и упали на землю (рис. 38).

За исключением двух перебитых, все расчалки сохранились целыми. Согласно технологической записке, расчалки должны были выполняться из стальных канатов диаметром 15,5 мм. Фактически для двух расчалок в четверти пролета фермы по оси  $\mathcal{K}$  были взяты канаты диаметром 8,7 мм. Коньковые расчалки фермы по оси  $\mathcal{K}$  натягивались при помощи ручной лебедки с тяговым усилием 3 тс; две другие пары расчалок — вручную. Установить объективно степень натяжения расчалок после аварии было невозможно.

Как показал анализ напряженного состояния стропильной фермы по ряду  $\mathcal{K}$ , непосредственной причиной потери ею устойчивости вероятнее всего был малый диаметр одной из крайних пар расчалок (8,7 мм).

По характеру изгиба верхнего пояса упавшей фермы видно, что он потерял устойчивость, изогнувшись двумя полуволнами при наличии боковых расчалок. Верхний пояс фермы на длине полупролета можно рассматривать как двухпролетную балку на жестких опорах и на упругой средней опоре. При равных пролетах такая балка может иметь две формы потери устойчивости — при одной или двух полуволнах.

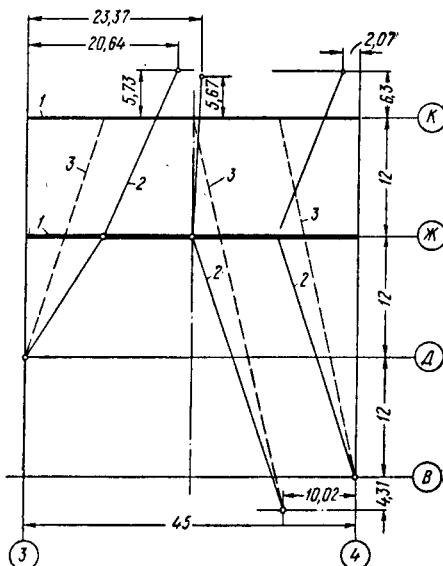
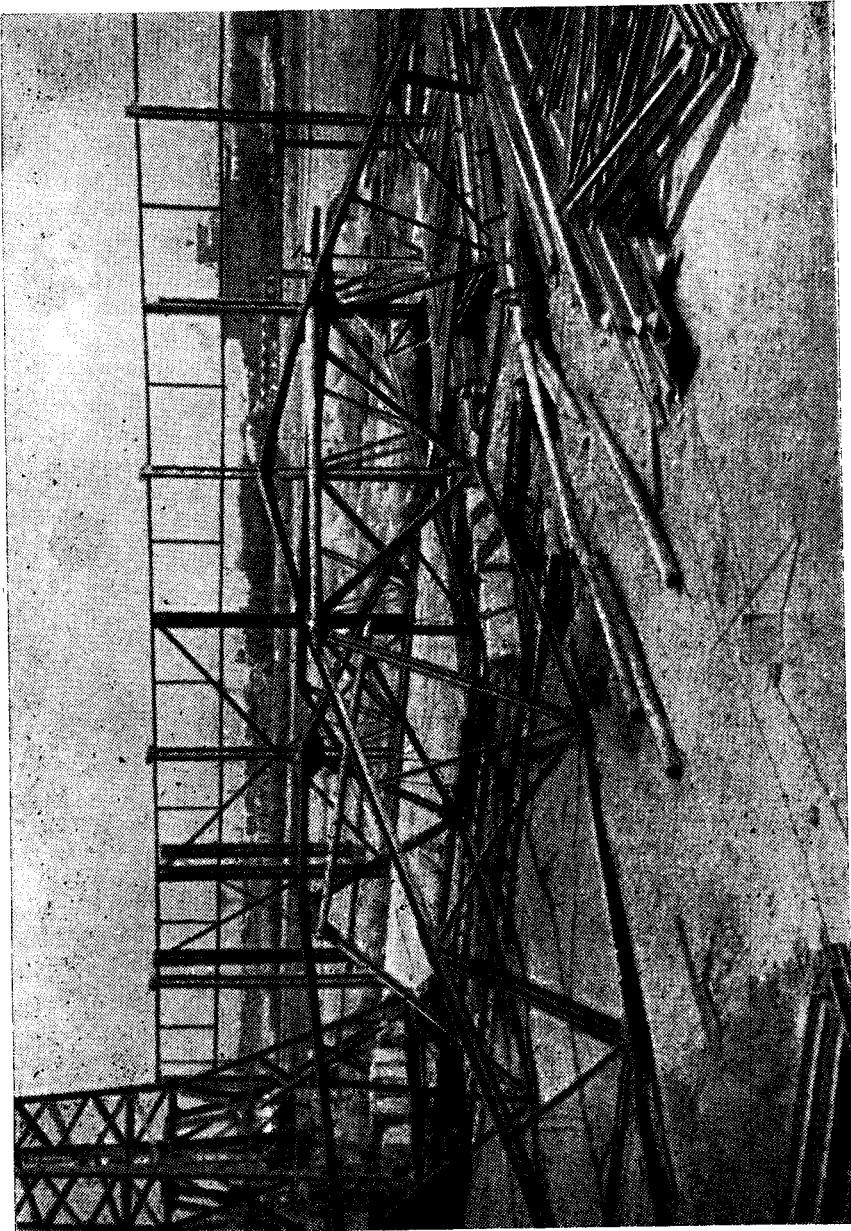


Рис. 37. Схема расположения временных расчалок двух стропильных ферм перед их обрушением  
1 — стропильные фермы; 2 — расчалки, удерживающие ферму по оси  $\mathcal{K}$ ; 3 — то же, по оси  $K$

Рис. 38. Стропильные фермы ангаров после обрушения



Форма потери устойчивости зависит от степени упругой податливости средней опоры, отпор которой

$$R = \alpha y,$$

где  $\alpha$  — коэффициент пропорциональности, зависящий от упругих свойств опоры;

$y$  — прогиб балки в месте опоры.

Наименьшее значение коэффициента  $\alpha$ , при котором еще невозможна первая форма потери устойчивости (одна полуволна), может быть найдено из выражения<sup>1</sup>

$$\alpha = \frac{16 \pi^2 E J}{l^3},$$

где  $I$  — момент инерции стержня в плоскости изгиба;

$l$  — общая длина стержня.

Эта формула применима, когда критическое напряжение не превышает предела пропорциональности стали, т. е. при гибкости стержня  $\lambda \leq 120$ .

В нашем случае верхний пояс фермы составлен из двух уголков  $160 \times 160 \times 10 \text{ мм}$  тавром,  $I_y = 3070 \text{ см}^4$ ,  $l \approx 22,9 \text{ м}$ . При этих данных

$$\alpha = \frac{16 \cdot 3,14^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 3070}{2290^3} = 86 \text{ кгс/см.}$$

Согласно схеме, приведенной на рис. 39, горизонтальное смещение узла в месте крепления расчалки

$$\Delta y = \frac{\Delta l}{\cos \beta},$$

где  $\Delta l$  — удлинение расчалки.

С другой стороны, упругое удлинение хорошо натянутой расчалки

$$\Delta l = i l_k = \frac{R l_k}{E_k F_k \cos \beta},$$

где  $i$  — относительное удлинение;

$l_k$  — длина расчалки;

$E_k$  — модуль упругости каната расчалки;

$F_k$  — сечение каната.

Из этих двух выражений находим

$$\alpha = \frac{E_k F_k \cos \beta^2}{l_k}.$$

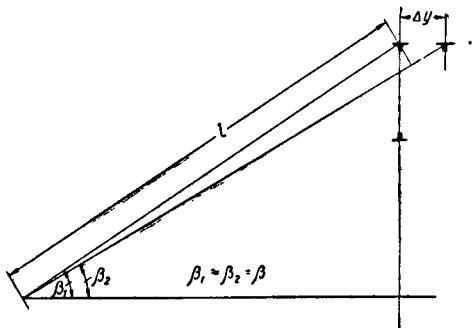


Рис. 39. Схема перемещения узла верхнего пояса фермы в месте закрепления расчалки

<sup>1</sup> С. П. Тимошенко. Устойчивость упругих систем. Стройиздат, 1960, стр. 97.

Для такелажных работ обычно применяют канаты типа ТК 6×37+1 по ГОСТ 3071—55. Для таких канатов модуль упругости  $E_k = 756\,000 \text{ кгс}/\text{см}^2$  (без предварительной вытяжки).

При строительстве ангаров длина боковых расчалок  $l_k$  составляла около 24,5 м, а  $\cos \beta = 0,83$ . В этих условиях для расчалок из каната диаметром 15,5 мм с площадью сечения всех проволок  $F_k = 0,855 \text{ см}^2$

$$\alpha_1 = \frac{756\,000 \cdot 0,855 \cdot 0,83^2}{2450} = 182 > 86 \text{ кгс}/\text{см}^2,$$

для расчалок же из каната диаметром 8,7 мм с площадью сечения всех проволок  $F_k = 0,28 \text{ см}^2$

$$\alpha_2 = \frac{756\,000 \cdot 0,28 \cdot 0,83^2}{2450} = 60 < 86 \text{ кгс}/\text{см}.$$

При слабом натяжении боковых расчалок значение коэффициента  $\alpha$  могло быть и еще ниже.

В зависимости от степени податливости средней упругой опоры значение критической силы  $P_{kp}$  может изменяться в границах

$$P_{\min} = \frac{\pi^2 E J}{l^2} \leq P_{kp} \leq \frac{4 \pi^2 E J}{l^2} = P_{\max}.$$

Левое значение критической силы соответствует коэффициенту  $\alpha = 0$ , правое —  $\alpha > \frac{16 \pi^2 E J}{l^3}$ .

В нашем случае значение критического усилия в верхнем поясе фермы лежало в границах  $P_{kp} = 12 \div 48 \text{ тс}$ .

Наибольшее усилие в верхнем поясе стропильной фермы по ряду Ж в момент аварии (при собственном весе фермы 8 т и силе натяжения коньковых расчалок 3 тс) было равно 24 тс, т. е. его значение находилось между крайними значениями критического усилия по приведенному расчету.

Временное закрепление строительных конструкций расчалками из стальных канатов широко применяется при монтаже конструкций. Однако ни в нормативных документах, ни в справочной литературе по монтажу строительных конструкций нет конкретных указаний по расчету этого вида закрепления конструкций. При разработке проектов производства работ и на практике размеры расчалок назначаются, по существу, интуитивно.

В действующей «Инструкции по монтажу стальных конструкций» (ВСН 83—57) о временном закреплении стропильных ферм сказано лишь следующее (п. 15):

«... Для обеспечения устойчивости установленных стропильных ферм до снятия крюка крана выполняют следующие операции: а) первую

ферму развязывают посредством расчалок, прикрепленных к верхнему поясу; б) вторую ферму связывают с первой при помощи прогонов, связей и распорок, предусмотренных проектом, а при отсутствии таковых — временными связями...

Минимальное количество прогонов, распорок или расчалок для закрепления фермы принимается: для фермы с фонарем при пролете фермы 18 м (включительно) — 3 шт.; при пролете более 18 м — 5 шт.; для фермы без фонаря: при пролете фермы до 18 м — 1 шт.; при пролете более 18 м — 3 шт.».

Отсутствуют удобные способы объективной оценки достаточного натяжения расчалок: в то же время степень натяжения расчалок определяет надежность закрепления ими конструкций.

Авария на строительстве ангаров в аэропорту показала необходимость разработки указаний по правильному конструированию, расчету и устройству временных закреплений строительных конструкций расчалками из стальных канатов.



## Г л а в а II.

### АВАРИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В ВИДЕ СТАЛЬНЫХ ОБОЛОЧЕК

#### 1. ОБРУШЕНИЕ ВОДОНАПОРНОГО БАКА НА ЕНАКИЕВСКОМ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОМ ЗАВОДЕ

Эта авария произошла в апреле 1951 г. при испытании сварного стального водонапорного бака наливом воды перед сдачей его в эксплуатацию.

Бак диаметром 21,3 м имел высоту цилиндрической части 11,55 м и днища 5,325 м. Конструктивной особенностью бака была своеобразная форма его днища в виде двух усеченных конусов — наружного растянутого диаметром в верхнем основании 21,3 м и внутреннего сжатого, имевшего в нижнем основании диаметр 10,65 м. Бак опирался на 12 стальных колонн высотой 23 м, размещенных через равные расстояния по окружности под цилиндрической частью бака и соединенных между собой диагональными связями (рис. 40). Общая емкость бака 3140 м<sup>3</sup>.

При первом наполнении бака водой в пределах его конической части на высоту 4,05 м, т. е. всего на 5 см выше плоского днища внутреннего конуса, и в объеме 600 м<sup>3</sup> неожиданно раздался короткий металлический звук, вслед за которым внутренний конус днища оторвался от распорного кольца и рухнул на землю.

При осмотре упавших конструкций было установлено, что первонациально внутренний конус толщиной 12 мм, кроме нижнего пояса толщиной 14 мм (по проекту), потерял устойчивость, вывернулся под давлением воды в буквальном смысле слова «наизнанку» и лишь затем оторвался от бака. При падении конус сильно деформировался и в ряде мест разорвался. Разрывы конуса почти везде прошли по основному металлу и лишь на участках длиной до 150 мм — по сварным швам.

Отрыв конуса начался у места ввода нагнетательной трубы, препятствовавшей свободным деформациям. Эта труба при падении увлекла конус, отбросила его в сторону и перевернула.

Контрольными испытаниями металла внутреннего конуса установлено, что качество металла было удовлетворительным. По механическим свойствам и химическому составу металл соответствовал стали марки Ст.3 по ГОСТ 380—50, предусмотренной проектом, кроме содержания серы, которое оказалось в ряде проб несколько завышенным. Толщина

листовой стали, примененной для внутреннего конуса, была весьма близка к номинальной (12 мм).

Потеря устойчивости на сжатие внутренним конусом произошла из-за его недостаточной толщины, которая была назначена на основании неправильного расчета. Во время проектирования водонапорного бака наши нормы и технические условия проектирования стальных конструкций (НиТУ 1946 г.) не содержали указаний по расчету стальных оболочек на устойчивость, поэтому авторами проекта (Проектстальконструкцией) на основании рекомендаций литературных источников расчет внутреннего конуса днища бака на устойчивость был произведен как шара с радиусом, равным наибольшему радиусу кривизны конуса:

$$\rho = \frac{a}{\sin \beta} = \frac{532,5}{0,707} = 754 \text{ см.}$$

Критическое давление было определено по известной формуле для шара, сжатого равномерным внешним давлением,

$$P_{kp} = \frac{2E\delta^2}{\rho^2 \sqrt{3(1-\mu^2)}},$$

где  $\delta$  — толщина оболочки;  
 $\mu$  — коэффициент Пуассона  
 (поперечного сжатия или  
 растяжения материала).

Определенное по этой формуле критическое давление для внутреннего конуса получилось равным:

$$P_{kp} = \frac{2 \cdot 2100000 \cdot 1,2^2}{754^2 \sqrt{3(1-0,3^2)}} = 6,5 \text{ кгс/см}^2,$$

что почти в 4 раза превышало рабочее давление в баке (1,68 кгс/см<sup>2</sup>).

Данная формула выведена для оболочки идеальной геометрической формы и не учитывает влияния на устойчивость неизбежных искажений формы тонких оболочек при их практическом осуществлении. Эти искажения формы оболочек резко снижают их устойчивость на сжатие.

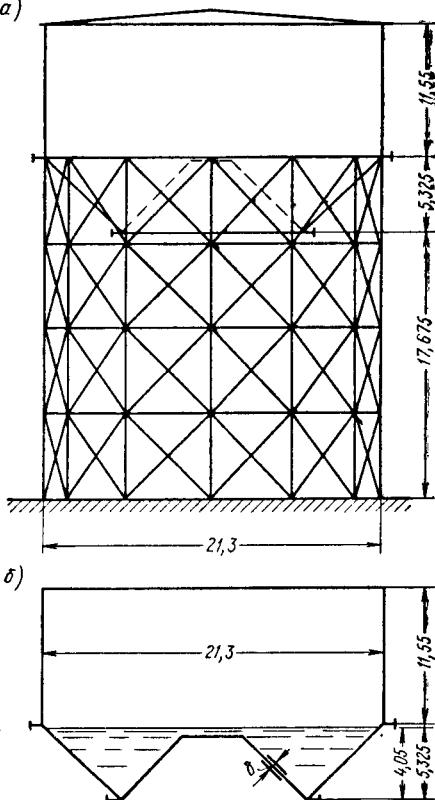


Рис. 40. Схема водонапорного бака  
 а — общий вид; б — разрез емкости;  $\delta$  — толщина оболочки внутреннего конуса (12 мм)

В то время была известна формула Сю-Шен-Чина для определения критического давления на оболочку, в которой учитываются возможные практические отклонения от точной геометрической формы:

$$p_{kp} = \frac{2E\delta^2}{3\rho^2\sqrt{5}(1-\mu^2)}.$$

Критическое давление, определенное по этой формуле, составляет всего 26% давления, вычисленного по теоретической формуле для сферы. Последующие теоретические и экспериментальные исследования показали, что проверять устойчивость сжатого усеченного конуса по формулам для сферы нельзя.

После аварии водонапорного бака была экспериментально проверена устойчивость его днища на модели. Модель днища теряла устойчивость при давлении в несколько раз ниже, чем дают приведенные формулы.

В настоящее время в нормах проектирования стальных конструкций (СНиП II-В.3-62) дана официальная методика расчета на устойчивость сжатой оболочки в виде усеченного конуса.

Рис. 41. Схема оболочки в виде усеченного конуса

Проверка на устойчивость такой оболочки (рис. 41) должна быть произведена по формуле

$$\sigma = \frac{pr^*}{\delta} \leq 0,55 E \left( \frac{r^*}{L} \right) \left( \frac{\delta}{r^*} \right)^{3/2},$$

где  $\sigma$  — напряжение сжатия;

$p$  — расчетное внешнее давление;

$r^*$  — приведенный радиус;  $r^* = \frac{0,9r_1 + 0,1r_0}{\cos \beta}$ .

Для определения расчетного внешнего давления эта формула может быть приведена к виду

$$p = \frac{0,55 E \delta}{L} \sqrt{\left( \frac{\delta}{r^*} \right)^3}.$$

Интересно определить величину расчетного давления для сжатого конуса днища водонапорного бака на Енакиевском металлургическом заводе по современной методике.

Исходные данные:

$$r^* = \frac{(0,9 \cdot 532,5 + 0,1 \cdot 132,5)}{0,707} = 693 \text{ см};$$

$$L = 400 \text{ см}; \delta = 1,2 \text{ см}.$$

$$p = \frac{0,55 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 1,2}{400} \sqrt{\left(\frac{1,2}{693}\right)^3} = 0,24 \text{ кгс/см}^2.$$

В момент аварии внешнее давление на сжатый конус днища по его высоте было различным — от 0,05 до 0,405 кгс/см<sup>2</sup>.

Таким образом, с современной точки зрения конус днища водонапорного бака на Енакиевском металлургическом заводе был спроектирован весьма легкомысленно и безусловно как аварийный. Чтобы выдержать расчетное давление  $p = \frac{1,68}{0,8} = 2,1 \text{ кгс/см}^2$  (0,8 — коэффициент условий работы), сжатый конус днища бака должен был быть выполнен из листовой стали толщиной не менее 28 мм.

## 2. РАЗРУШЕНИЕ СВАРНОГО ЦЕМЕНТНОГО СИЛОСА НА МАГНИТОГОРСКОМ ЦЕМЕНТНОМ ЗАВОДЕ

Во время погрузки цемента из стального силоса в железнодорожные вагоны 24 августа 1951 г. у силоса оторвалось коническое днище и рухнувшим цементом в количестве 2,3 тыс. т были произведены большие разрушения конструкций самого силоса, кирпичных стен силосного отделения, воздушных и электрических сетей и железнодорожного состава, находившегося под погрузкой. Паровоз и несколько вагонов были сброшены с железнодорожного пути и опрокинуты. Авария произошла в момент подачи под погрузку очередного вагона.

В силосном отделении размещалось 10 силосов одинаковой емкости по 1830 м<sup>3</sup>; разрушенный силос № 8 находился в эксплуатации с июня 1951 г., т. е. всего 2,5 месяца. К моменту аварии силос был загружен только на 80% своей емкости.

Силос имел цилиндрическую часть диаметром 10 м, высотой 21,4 м и коническое днище с внутренним углом 80° (рис. 42). Цилиндрическая часть силоса состояла из семи обечайок; толщина их изменялась от 6 до 12 мм. Обечайки силоса соединялись между собой болтами через отверстия в горизонтальных полках наружных уголков жесткости. Коническое днище имело толщину 10 мм и было приварено к вертикальной стенке опорного кольца. Силос опирался на восемь сварных стальных колонн двутаврового сечения, высотой 10 м, завязанных по периметру диагональными связями. Коническое днище силоса было составлено из листов, соединенных по образующим стыковыми швами и кольцевыми швами внахлестку. К опорному кольцу днище было приварено под углом

стыковым швом, а также через дополнительные ребра (над опорами) — фланговыми швами.

Внизу днища силоса была прикреплена на болтах переходная коробка с затвором, через которую производилась разгрузка силоса. Загрузка силоса осуществлялась сверху. Цемент с мельниц в силосы подавался воздухом по стальным трубам. Для удобства разгрузки силосы были снабжены воздушными рыхлительными устройствами в виде аэро-плиток из пористой силикатной массы, уложенных на внутренней поверхности конических днищ. Цемент, насыщенный воздухом, приобретал большую подвижность и тек почти так же, как вода. Сжатый воздух подавался под давлением  $2-2,5 \text{ кгс}/\text{см}^2$  к рыхлительным устройствам по трубам от центральной компрессорной станции.

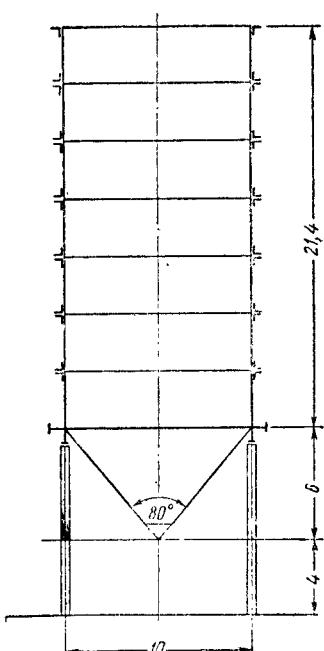
В результате аварии силос № 8 получил следующие повреждения. Коническое днище силоса № 8 было оторвано по месту его соединения заводским сварным швом с вертикальной стенкой опорного кольца (39% длины) и по верхнему кольцевому нахлесточному шву, также выполненному на заводе (22% длины). На длине 12 м (39%) разрыв в днище произошел по основному металлу; в частности, разрыв по основному металлу произошел в местах расположения шести колонн (из восьми), где коническое днище крепилось к опорному кольцу лобовым швом и фланговыми швами через пять опорных ребер на каждой колонне. Коническое днище силоса было разорвано на четыре неравные части, причем составлявшая примерно  $\frac{2}{3}$  всей конической поверхности, оказалась прижатой к колонне разрушенного силоса. Вторая большая часть конуса была отброшена к колонне соседнего силоса. В местах разрыва конуса нигде не было обнаружено пластических деформаций, все они имели характер хрупкого излома.

Рис. 42. Продольный разрез цементного силоса

самая большая часть, составлявшая примерно  $\frac{2}{3}$  всей конической поверхности, оказалась прижатой к колонне разрушенного силоса. Вторая большая часть конуса была отброшена к колонне соседнего силоса. В местах разрыва конуса нигде не было обнаружено пластических деформаций, все они имели характер хрупкого излома.

Опорное кольцо силоса в одном месте было разорвано по всему сечению по сварным швам.

Опорные колонны также получили серьезные повреждения. Одна колонна обрушилась, согнувшись, по середине высоты под углом  $70^\circ$  к вертикали и своим верхним концом навалилась на колонну соседнего силоса. Две другие колонны были сорваны с болтов крепления к опорному коль-



ци и вышли верхними концами за пределы кольца наружу на 1,5—2,2 м. Несколько колонн изогнулись наружу на величину от 0,1 до 0,5 м, сместились от верхних опорных плит на 0,1—0,2 м, получили трещины и большие деформации полок.

Большая часть диагоналей связей была сорвана с болтовых креплений к колоннам и сильно деформирована.

Нижняя переходная коробка общим весом (включая вес наполнявшего ее цемента) 1,6 т оторвалась от днища силоса и была отброшена на расстояние 21 м. По положению коробки можно было сделать вывод, что, падая, она ударила о колонну и, сломав ее, отлетела дальше.

Вакуумом, образовавшимся в верхней части силоса при обрушении цемента, было разрушено верхнее железобетонное перекрытие здания силосов.

Силосы Магнитогорского цементного завода были построены по рабочим чертежам Гипроцемента, выпущенным в 1947 г.

Стальные конструкции силосов были изготовлены Магнитогорским заводом металлоконструкций.

Контрольные испытания металла из разрушенного днища силоса показали, что оно было выполнено из предусмотренной проектом стали марки Ст.3 по ГОСТ 380—41 по группе А с дополнительными гарантиями содержания углерода, серы и фосфора. Качество сварных заводских швов оказалось неудовлетворительным. Испытания многочисленных образцов, вырезанных из сохранившихся сварных соединений, позволили установить, что временное сопротивление наплавленного металла колебалось в весьма широких пределах — от 23,5 до 52,5 кгс/см<sup>2</sup>. Сварные швы имели многочисленные наружные (подрезы) и внутренние (поры, шлаковые включения) дефекты; по своей прочности они могли быть отнесены в лучшем случае к швам, выполненным электродами Э34, в то время как по проекту эти швы должны были быть сварены электродами Э42.

Проверочные расчеты прочности силоса на нормативные нагрузки, принятые в проекте Гипроцемента, а также на основные нагрузки в момент аварии показали, что он был спроектирован с большим запасом прочности. Напряжения в конусе днища (по образующим) от этих нагрузок не превышали 830 кгс/см<sup>2</sup>, а в кольцевом сечении в месте примыкания конуса к цилиндру (по сварному шву) — 560 кгс/см<sup>2</sup>. Напряжения в основном металле и в сварных швах были весьма далеки не только от разрушающих, но и от допускаемых. Поэтому пониженное качество сварных швов нельзя было рассматривать как основную и единственную причину аварии.

Обследованием пневматического хозяйства на заводе (компрессора и воздушных сетей) были выявлены большие упщущения в его эксплуатации. Подача воздуха в рыхлительные устройства силосов производилась

без контроля его давления, у компрессора отсутствовал манометр, предохранительный клапан на воздухосборнике был отрегулирован на 3,2 ат.

Для создания повышенного внутреннего давления в силосе № 8 имелись все предпосылки. Этот силос перед аварией использовался как додгрузочный, т. е. погрузка цемента в железнодорожные вагоны производилась из других силосов с недогрузкой в 2—5 т; затем каждый вагон додгружался до полного веса из силоса № 8. Полный вес проверялся на весях, расположенных на железнодорожном пути против силоса. При перестановке вагонов на додгрузку подача воздуха в рыхлительное устройство не перекрывалась: вентиль на кольцевом воздухопроводе был расположен на высоте 5 м, а постоянных или инвентарных лестниц и площадок для доступа к этому вентилю не было. При объеме конуса силоса 158 м<sup>3</sup> и пористости цемента 50% достаточно было 10 мин для того, чтобы при работе одного компрессора производительностью 25 м<sup>3</sup>/мин создать в нижней части силоса давление 3 кгс/м<sup>2</sup>, эквивалентное давлению от веса столба цемента высотой 18,7 м, на которую и был загружен силос в день аварии.

При проверке прочности силоса внутренним давлением 3 ат также не установлено в конце днища разрушающих напряжений. При этом давлении в сечении по образующим напряжения могли быть 1960 кгс/см<sup>2</sup>, а в верхнем кольцевом сечении только 960 кгс/см<sup>2</sup>. Это заставило предположить наличие третьей причины аварии — обрушение зависшего в виде свода цемента (явление, достаточно частое в цементных силосах). Расчет показал, что достаточно было падения 10 т цемента с высоты 2,5 м, чтобы вызвать разрушение силоса при напряжении в нем от внутреннего давления 3 ат. Непрерывная подача сжатого воздуха в рыхлительное устройство силоса № 8 могла вызвать интенсивное разрыхление цемента и вытекание его из силоса, а также обрушение образовавшегося в силосе зависания цемента.

На основании всех установленных фактов и проверочных расчетов комиссией было признано, что разрушение цементного силоса на Магнитогорском цементном заводе произошло в результате совместного действия трех причин:

- 1) повышенного давления воздуха в силосе из-за халатной эксплуатации воздушного хозяйства;
- 2) обрушения зависшего цемента над конусом силоса: образованию свода цемента способствовало усиленное рыхление его при разгрузке воздухом повышенного давления;
- 3) пониженного качества сварных швов.

Авария на цементном заводе в Магнитогорске ускорила пересмотр норм расчета силосов на давление от цемента. Еще до этой аварии проведенные экспериментальные исследования показали, что формулы Янсена для определения давления в силосах сыпучих тел по отношению к цементу дают заниженное значение.

По формулам Янсена давление на глубине  $y$  составляет:  
вертикальное

$$p = \gamma \lambda \left( 1 - t^{\frac{-y}{\lambda}} \right);$$

горизонтальное

$$q = \gamma \lambda \left( 1 - t^{\frac{-y}{\lambda}} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

для силоса цилиндрической формы радиусом  $r$

$$\lambda = \frac{r}{2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi'},$$

где  $\varphi$  — угол внутреннего трения (для цемента  $-30^\circ$ );

$\varphi'$  — угол трения цемента о стальную стенку ( $-16^\circ$ );

$\gamma$  — объемный вес цемента ( $1,6 \text{ т}/\text{м}^3$ ).

После аварии в практику расчета для определения давления цемента на стенки силосов были введены новые эмпирические формулы, которые и применяются в настоящее время<sup>1</sup>:

для вертикального давления

$$p = \frac{a \gamma \rho \left( 1 - t^{\frac{-y}{\rho f k}} \right)}{f},$$

для горизонтального давления

$$q = \frac{p}{K},$$

где  $a$  — поправочный коэффициент, учитывающий повышение давления при разгрузке сыпучего материала, для расчета днища и нижних на две трети высоты силоса обечаек;  $a=2$ ;

$\rho$  — гидравлический радиус поперечного сечения силоса, равный отношению площади  $F$  к периметру поперечного сечения силоса  $U$ ;  
для цилиндрического силоса  $\rho = \frac{r}{2}$ ;

$f$  — коэффициент трения цемента о стенку силоса; при стенках из металла  $f=0,3$ , при стенках из бетона  $f=0,58$ ;

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

---

<sup>1</sup> Указания по проектированию силосов для сыпучих тел (ТУ 124—56).

### 3. РАЗРУШЕНИЕ ДВУХ ВОЗДУХОНАГРЕВАТЕЛЕЙ ДОМЕННОЙ ПЕЧИ № 5 КУЗНЕЦКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО КОМБИНАТА

Одна из наиболее крупных аварий в промышленном строительстве произошла 17 декабря 1959 г. в период окончания строительства на Кузнецком металлургическом комбинате доменной печи № 5 объемом 1719 м<sup>3</sup> при испытании воздухонагревателей на прочность сжатым воздухом.

В нарушение технических условий СН 20—58\*, утвержденных Госстроем в 1958 г., согласно которым каждый воздухонагреватель должен испытываться отдельно, испытание всех трех воздухонагревателей доменной печи № 5 было организовано совместно и даже с газопроводом горячего дутья, кольцевой трубой и воздухопроводом холодного дутья.

При испытании сжатым воздухом, который подавался от заводской паровоздушной станции, первоначально давление было доведено до 2,2 ат, после чего было произведено переключение воздушно-разгрузочных клапанов и давление снижено до 0,7 ат. При поднятии давления в дальнейшем до 2,3—2,5 ат произошло последовательное разрушение (с интервалом в несколько секунд) двух воздухонагревателей (№ 17 и 18), участков трубопроводов холодного и горячего дутья в пределах здания воздухонагревателей и кирпичной дымовой трубы. Разрушены были также здание воздухонагревателей и находившийся поблизости башенный кран БК-406. Воздухонагреватель № 19, ближайший к доменной печи, остался целым. Воздухонагреватели же № 17 и 18 после разрушения представляли собой бесформенную груду разорванного металла и кусков шамотной кладки.

С большим трудом удалось определить, что разрывы кожухов воздухонагревателей произошли в основном по вертикалям (поперек наибольших кольцевых напряжений) с многочисленными ответвлениями трещин перпендикулярно и под углом к этому направлению. Подавляющее большинство трещин было в основном металле, лишь в отдельных случаях они шли по сварным швам, как правило, по зоне термического влияния. Трещины имели преимущественно хрупкий характер с отчетливо выраженным на поверхностях излома «шевронным» узором, что указывало на мгновенное ударное действие усилия разрушения. Многие трещины в своих концах переходили из хрупких в пластичные и затухали в основном металле; имелись трещины, которые затухали при подходе к сварным швам.

В процессе сооружения воздухонагревателей для подачи внутрь оgneупорных материалов в кожухе каждого воздухонагревателя было вырезано по семь отверстий диаметром 600 м.м. Эти отверстия были расположены по одной вертикали на расстоянии 5—5,6 м друг от друга. После

\* Технические условия на изготовление, монтаж, испытание и сдачу стальных конструкций доменных цехов и газоочисток (СН 20—58). Госстройиздат, 1958.

окончания огнеупорных работ отверстия были закрыты круглыми заглушками и заварены. При осмотре кожухов разрушенных воздухонагревателей было обнаружено, что большая часть заделок сохранилась без повреждений, меньшая часть имела трещины; в ряде случаев трещины прошли вне сварных швов, а в нескольких заделках — частично по сварным швам с выходом на основной металл. В кожухе воздухонагревателя № 18 в районе заглушки временного лаза на высоте 23,5 м трещина прошла по сварному шву на протяжении

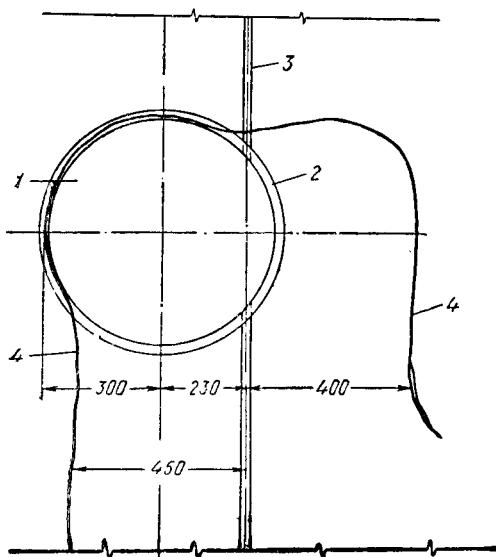


Рис. 43. Трещина в корпусе воздухонагревателя у временного лаза

1 — заглушка временного лаза; 2 — кольцевой шов заглушки; 3 — вертикальный шов воздухонагревателя; 4 — трещина

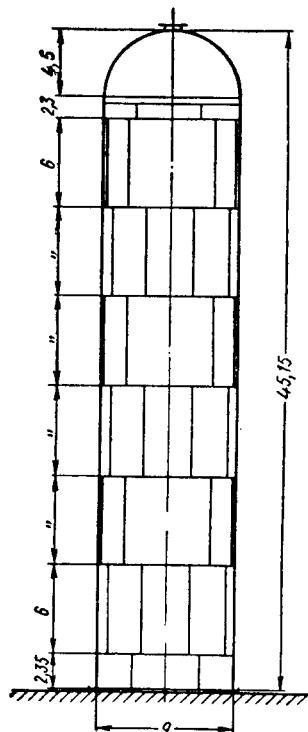


Рис. 44. Общий вид воздухонагревателя доменной печи № 5

половины окружности заделки и распространилась с одной стороны вертикально вниз, а с другой — горизонтально (рис. 43). Однако проследить распространение этих трещин до их концов не представилось возможным; признать это место началом разрушения воздухонагревателя также не было никаких оснований.

Разрушение воздухонагревателей произошло при температуре на-

ружного воздуха —  $17^{\circ}\text{C}$  и давлении  $2,3$ — $2,5$  ат, почти в 2 раза ниже испытательного  $4,5$  ат.

Воздухонагреватели доменной печи № 5 имели поверхность нагрева  $36,7$  тыс.  $\text{м}^2$ , наружный диаметр  $9\text{ м}$  и полную высоту  $45,15\text{ м}$  (рис. 44). Изготавливались они из «картин» размером  $3600 \times 6000\text{ м}$ , сваренных из двух листов автоматической сваркой под слоем флюса на Кузнецком заводе металлоконструкций. Вертикальные швы были выполнены при монтаже электрошлаковой сваркой; только кольцевые швы и швы сферических куполов, напряжения в которых в 2 раза ниже, чем в вертикальных швах, были сварены вручную. Качество всех сварных швов было проверено радиографированием (гамма-лучами изотопа Cs-137).

Контрольные испытания образцов металла, взятых из различных частей разрушенных воздухонагревателей, подтвердили, что конструкции изготовлены из стали марки Ст.3 спокойной по ГОСТ 380—50 ( $0,15$ — $0,22\%$  С;  $0,48$ — $0,55\%$  Mn;  $0,16$ — $0,22\%$  Si;  $0,014$ — $0,081\%$  Р и  $0,024$ — $0,0037\%$  S; временное сопротивление  $42$ — $45\text{ кгс}/\text{мм}^2$ ; предел текучести  $24$ — $29\text{ кгс}/\text{мм}^2$ ; относительное удлинение  $26$ — $40\%$ ). Правда, в нижнем поясе со стенкой толщиной  $42\text{ мм}$  воздухонагревателя № 17 был обнаружен один лист из кипящей стали марки Ст.3 (имел сертификат Новотагильского металлургического комбината на сталь марки Ст.3 спокойную).

Испытания металла кожухов воздухонагревателей на ударную вязкость показали, что порог хладнохрупкости листов толщиной  $14\text{ мм}$  находился в границах  $-30$ — $40^{\circ}\text{C}$ , для листа толщиной  $24\text{ мм}$  из стали Ст.3kp — около  $-20^{\circ}\text{C}$ .

Проверочными расчетами на прочность установлено, что при возможных нагрузках в процессе испытания (давление  $2,5$  ат с учетом разных температурных деформаций внутренней кладки и кожуха) рабочие напряжения в кожухах воздухонагревателей были невысоки и не превосходили  $870\text{ кгс}/\text{см}^2$ ; в кольцевых сварных швах они были в 2 раза меньше.

Правительственной комиссией, расследовавшей причины этой крупной аварии, были рассмотрены две версии разрушения воздухонагревателей:

- 1) хрупкое разрушение стали при низкой температуре;
- 2) взрыв гремучей смеси газа.

Против хрупкого разрушения были следующие факты: высокое качество материала, хорошее выполнение монтажных и сварочных работ, относительно низкие рабочие напряжения в кожухах воздухонагревателей в момент аварии, одновременное разрушение двух воздухонагревателей (в этом случае вероятность хрупкого разрушения становится ничтожно малой).

Тщательный анализ возможных путей проникания в воздухонагреватели горячего (коксового) газа и образования в них во время испыта-

ния взрывчатой смеси показал, что такие возможности на площадке, к сожалению, существовали.

За две недели до аварии в течение нескольких суток производилась сушка воздухонагревателей коксовым газом. Вблизи воздухонагревателей проходили три временные линии коксового газа, которым бесконтрольно пользовались при монтажных работах. Надзоре за исправным состоянием этих газопроводов не был организован: наблюдались случаи истечения газа через неплотности в кранах. Все это создало условия для возможности проникания коксового газа в воздухонагреватели и скопления его под куполами, так как он значительно легче воздуха. Для образования же гремучей смеси необходимое количество коксового газа невелико — немногим более 5% по объему.

В сохранившемся воздухонагревателе № 19 коксовый газ не был обнаружен.

При первом поднятии давления в воздухонагревателях до 2,2 ат, по-видимому, не произошло перемешивания коксового газа с воздухом; гремучая смесь могла образоваться при последующем снижении давления до 0,7 ат и поднятии его до 2,5 ат.

Источником взрыва могла быть искра от блуждающих токов электричества при наличии на площадке большого числа сварочных трансформаторов и электродвигателей, к тому же плохо заземленных.

Имелись и объективные доказательства взрыва: дробящий характер силового воздействия (многочисленные трещины в сохранившейся шамотной кладке нижней части камеры сгорания); самопроизвольный подъем давления с 3 до 3,15 ат, отмеченный на диаграмме турбовоздуховки перед спадом его до 2,2 ат после взрыва; световая вспышка, которую наблюдали почти все очевидцы начала разрушения воздухонагревателей.

Авария воздухонагревателей подтвердила безусловную правильность всех требований СН 20—58 по обеспечению безопасности испытаний, в частности, установления опасной зоны радиусом 50 м. Разлет кирпичной кладки воздухонагревателей при аварии достиг 35—40 м; следы от ударов мелкими кусками кирпичей, не причинивших никаких повреждений, были обнаружены на кожухе пылеуловителя, расположенного на расстоянии 40 м от центра ближайшего разрушенного воздухонагревателя № 18.

Обстоятельства аварии на Кузнецком металлургическом комбинате дали повод несколько уточнить технические условия на испытание конструкций доменного комплекса и включить их в СНиП III-В.5-62 «Металлические конструкции. Правила изготовления, монтажа и приемки» (раздел III «Дополнительные правила изготовления, монтажа и приемки стальных конструкций доменных цехов и газоочисток»). В частности, в СНиП III-В.5-62 введены указания о том, что перед испытанием все замкнутые сосуды и трубопроводы должны быть тщательно провентилированы (продуты сжатым воздухом с открытием лазов, люков, заглушек

и т. д.); должны быть взяты контрольные пробы воздуха внутри испытываемых конструкций на отсутствие в них горючих и взрывоопасных газов. В период повышения и снижения давления лица, занятые на испытании, не должны находиться в пределах опасной зоны либо должны быть в надежном укрытии. Осмотр конструкций в каждом отдельном случае должен производиться по указанию председателя комиссии по испытанию.

Правительственная комиссия обратила внимание на наличие в кожухах воздухонагревателей значительного количества больших отверстий, которые вырезают монтажники для выполнения своих работ. По этому поводу в СНиП III-В.5-62 включен специальный пункт 3.4, согласно которому запрещается вырезка в стальных конструкциях всякого рода не предусмотренных проектом отверстий и лазов для производства строительных и монтажных работ. Необходимые для этой цели отверстия в минимальном количестве должны быть предусмотрены в проекте и соответствующим образом конструктивно оформлены.

В целях повышения ответственности за качество сварки приказом министерства (ныне Минмонтажспецстрой СССР) выполнение работ по сварке отверстий, приварке к основным конструкциям дополнительных элементов или деталей возложено на монтажную организацию, выполняющую монтаж и сварку основных конструкций.

#### 4. РАЗРУШЕНИЕ ГАЗОНАГРЕВАТЕЛЯ НА НОВОТУЛЬСКОМ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОМ ЗАВОДЕ

27 февраля 1965 г. произошло разрушение газонагревателя конверсионной установки доменной печи № 2 при испытании его сжатым воздухом после капитального ремонта. Установка предназначена для конверсии (нагревания путем конвекции) природного газа перед подачей его в доменную печь. В состав конверсионной установки входят три газонагревателя.

Каждый газонагреватель представляет собой вертикальный цилиндрический сосуд, футерованный огнеупорным кирпичом и заполненный керамической насадкой. Стальная оболочка газонагревателя (рис. 45) в нижней части на высоту 13,35 м имела форму цилиндра диаметром 7 м из листовой стали толщиной 10 мм. Верхняя купольная (сферическая с переходным цилиндром) часть оболочки диаметром 8 м была выполнена: сферический купол из стали толщиной 12 мм, переходный цилиндр из стали толщиной 20 мм. Верхняя часть оболочки газонагревателя диаметром 8 м сопрягалась с нижней диаметром 7 м через два горизонтальных кольца из листовой стали толщиной 20 мм, соединенных между собой 36 вертикальными диафрагмами толщиной 12 мм, установленными по длине окружности на расстоянии 700 мм друг от друга. Диафрагмы должны были быть приварены к кольцам и стенке валиковыми монтажными швами с катетом 8 мм.

Реконструкции при капитальном ремонте газонагревателя подвергалось как раз место сопряжения купольной части с цилиндрической. При конструировании этого сложного узла не были учтены условия выполнения монтажных сварных швов, из-за чего наиболее ответственные швы крепления 36 ребер жесткости к верхнему опорному кольцу необходимо было сваривать в потолочном положении, внутри тесных ячеек, оборудованных ребрами. Рабочие чертежи оболочки газонагревателя в новом варианте для реконструкции были разработаны Днепропетровским филиалом института Проектстальконструкция; капитальный ремонт производило Тульское монтажное управление треста Стальмонтаж.

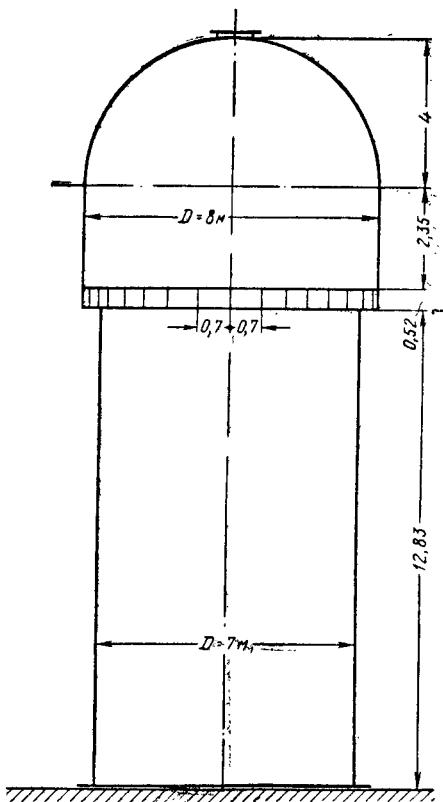


Рис. 45. Продольный разрез кожуха газонагревателя

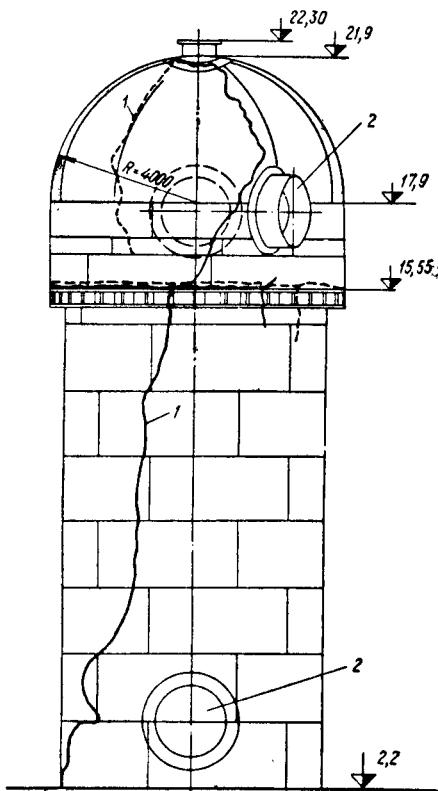


Рис. 46. Схема разрушенного газонагревателя

1 — места разрывов; 2 — штуцера

димо было сваривать в потолочном положении, внутри тесных ячеек, оборудованных ребрами. Рабочие чертежи оболочки газонагревателя в новом варианте для реконструкции были разработаны Днепропетровским филиалом института Проектстальконструкция; капитальный ремонт производило Тульское монтажное управление треста Стальмонтаж.

Непосредственно после окончания работ по реконструкции всех трех газонагревателей проводилось контрольное испытание сжатым воздухом первого газонагревателя. Когда внутреннее давление (рабочее давление  $2,5 \text{ ат}$ , испытательное  $1,25 \cdot 2,5 = 3,15 \text{ ат}$ ) было доведено до  $2,7 \text{ ат}$ , оболочка газонагревателя разорвалась (рис. 46).

Купольная часть разорвалась на две части по меридиональному сечению. Линия разрыва имела извилистое очертание и прошла преимущественно по основному металлу. Почти по всему периметру купол вместе с частью верхнего горизонтального кольца толщиной 20 мм оторвался от цилиндрической части и остался связанным с ней всего на длине около 2 м. В результате этих разрушений купол накренился в сторону соседнего газонагревателя. Нижнее горизонтальное кольцо деформировалось значительно меньше, но также имело разрывы.

Вертикальные ребра жесткости, соединявшие горизонтальные кольца, были все деформированы, при этом верхнее кольцо частично оторвалось от ребер. Цилиндрическая часть газонагревателя также получила разрыв почти по всей высоте (от места крепления купольной части до первого пояса) и потеряла правильную форму. Со стороны, противоположной основному разрыву, в районе стыка двух нижних поясов часть стенки кожуха газонагревателя оказалась вырванной; разрыв прошел частично по сварному шву, частично рядом (в зоне температурного влияния).

Проверка показала, что значительная часть потолочных монтажных швов, соединяющих диафрагмы с верхним кольцом, была выполнена с большими дефектами (уменьшение катета шва до 4 мм, неправильная форма шва, пропуски одного из двух швов). Одно ребро к верхнему кольцу не было приварено.

В назначении размеров сварных швов, прикрепляющих диафрагмы к распорным кольцам, была допущена грубая ошибка. Эти швы рассчитывались только на действие поперечной силы; не учитывалось то, что в месте прикрепления оболочки купола к верхнему распорному кольцу швы испытывают местные напряжения от сосредоточенного усилия, отрывающего купольную часть оболочки от распорного кольца. Если же проверить эти сварные швы по методике расчета сварных швов, прикреп-

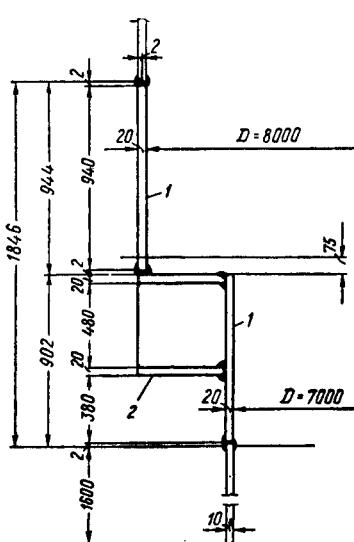


Рис. 47. Схема присоединения диафрагм к кольцам  
1 — кольца; 2 — диафрагмы

тывались только на действие поперечной силы; не учитывалось то, что в месте прикрепления оболочки купола к верхнему распорному кольцу швы испытывают местные напряжения от сосредоточенного усилия, отрывающего купольную часть оболочки от распорного кольца. Если же проверить эти сварные швы по методике расчета сварных швов, прикреп-

ляющих верхний пояс двутавровых подкрановых балок к стенке, то при внутреннем давлении 2,7 *at* напряжения в них составят около 5500 *кгс/см<sup>2</sup>*. Такие напряжения не могли бы выдержать и безукоризненно выполненные швы проектных размеров.

Следовательно, соединение купольной части оболочки с цилиндрической было спроектировано технически неграмотно.

Приводим проверочный расчет сварных швов соединения диафрагм с кольцами (рис. 47).

Усилие, отрывающее верхнее кольцо от каждой диафрагмы во время испытания, составляет:

$$P = \frac{\pi D^2 p \alpha}{4\pi D} = \frac{3,14 \cdot 800^2 \cdot 2,7 \cdot 70}{4 \cdot 3,14 \cdot 800 \cdot 1000} = 37,8 \text{ тс.}$$

Напряжение в швах проектного размера от поперечной силы

$$\tau = \frac{QS}{Jb},$$

где *Q* — поперечная сила; *Q*=37,8 тс; *b*=2·0,7 *h<sub>ш</sub>*=2·0,7·0,8=1,12 см.

Момент инерции сечения консоли

$$J = \frac{48^3 \cdot 1,2}{12} + 2 \cdot 60 \cdot 2 \cdot 25^3 = 161\,000 \text{ см}^4.$$

Статический момент верхней части сечения

$$S = 2 \cdot 60 \cdot 25 = 3000 \text{ см}^3.$$

Отсюда

$$\tau = \frac{37\,800 \cdot 3000}{161\,000 \cdot 1,12} = 630 \text{ кгс/см}^2.$$

Местное напряжение

$$\sigma_{1\mu} = \frac{P}{zb}.$$

Длина распределения сосредоточенного усилия в балке

$$z = 3,25 \sqrt[3]{\frac{J_n}{\delta}},$$

где *δ* — толщина стенки балки; *δ*=12 мм.

Момент инерции пояса

$$J_n = \frac{60 \cdot 2^3}{12} = 40 \text{ см}^4.$$

Тогда

$$z = 3,25 \sqrt[3]{\frac{40}{1,2}} = 10,5 \text{ см.}$$

Для нашего случая ориентировочно можно принять

$$z = 0,5 \cdot 10,5 + 1 = 6,2 \text{ см.}$$

Отсюда

$$\sigma_{1\mu} = \frac{37800}{6,2 \cdot 1,12} = 5440 \text{ кгс/см}^2.$$

Равнодействующее напряжение в швах

$$\sigma = \sqrt{630^2 + 5440^2} = 5480 \text{ кгс/см}^2.$$

Конструкция перехода от верхней части кожуха диаметром 8 м к нижней диаметром 7 м после аварии была изменена. Распорные горизонтальные ребра были удалены, а две цилиндрические обечайки разного

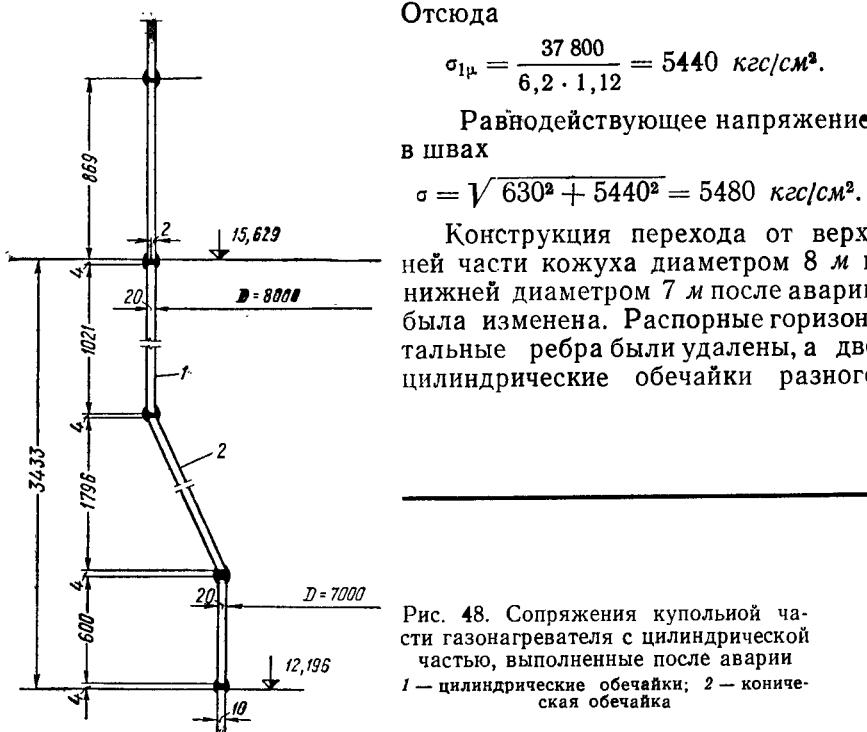


Рис. 48. Сопряжения купольной части газонагревателя с цилиндрической частью, выполненные после аварии  
1 — цилиндрические обечайки; 2 — коническая обечайка

диаметра были сопряжены конической обечайкой высотой 1800 мм, толщиной 20 мм (рис. 48). Все три газонагревателя с переходной частью новой конструкции были благополучно испытаны и сданы в эксплуатацию в октябре 1965 г.

## Г л а в а III.

### АВАРИИ РАДИОМАЧТ И ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ

#### 1. ОБРУШЕНИЕ ВОСЬМИ СТАЛЬНЫХ РАДИОМАЧТ ВЫСОТОЙ 186 м

На строительстве одного радиообъекта в декабре 1952 г. обрушились восемь стальных радиомачт высотой 186 м.

Упавшие мачты входили в систему из 13 мачт, расположенных в плане по пологой кривой на расстоянии около 80 м друг от друга. Из 13 мачт девять были смонтированы на всю высоту; на четырех оставалось установить от одной до четырех секций. Мачты были трубчатые, решетчатой трехгранной формы; длина стороны треугольника в плане 2,2 м. Мачты опирались на железобетонные фундаменты посредством литых опорных частей.

Устойчивость системы из 13 мачт в законченном виде обеспечивалась следующим образом: крайние и средняя анкерные мачты раскреплялись в трех направлениях четырьмя ярусами оттяжек. Промежуточные мачты имели только наружные радиальные оттяжки (четыре яруса) и были связаны в общую систему большим количеством горизонтальных стальных канатов небольшого диаметра (рис. 49). Монтаж каждой мачты производился ползучим краном независимо от остальных, как отдельно стоящей. Временные расчалки ставили в четырех ярусах и по четырем направлениям. В проекте производства работ были предусмотрены расчалки диаметром 21,5 мм, в действительности же применялись диаметром 21,5, 18,5 и даже 15,5 мм.

За несколько часов до аварии работы были прекращены из-за сильного порывистого ветра и снегопада. Направление ветра примерно совпадало с направлением «касательных» средних мачт.

Изучение расположения упавших мачт позволило сделать заключение, что авария началась с шестой мачты. Верхняя часть этой мачты сломалась на высоте 66 м, упала в направлении ветра к седьмой мачте, перебила ее временные и постоянные расчалки и повалила ее. Таким же образом были обрушены восьмая и следующие мачты до 13-й включительно. Большинство секций упавших мачт в той или иной степени деформировалось. Разрушения происходили по фланцевым соединениям (рвались болты) либо по металлу труб. Разрушений сварных соединений почти нигде не было.

Шестая мачта к моменту аварии была закреплена системой временных и постоянных расчалок (рис. 50). Третий ярус расчалок (временных) располагался в уровне 15-й секции, а четвертый — в уровне 21-й. Все расчалки были из одиночного стального каната диаметрами 15,5; 18,5; 21,5 мм. Наименьший диаметр имела «касательная» расчалка четвертого яруса, расположенная по направлению ветра, закрепленная у основания четвертой мачты. Такая же расчалка диаметром 21,5 мм третьего яруса была закреплена у основания пятой мачты. Радиальные наружные расчалки крепились к постоянным якорям, внутренние — к временным.

Концы «касательных» расчалок оказались вырванными из мест закрепления у основания четвертой и пятой мачт.

Закрепление временных расчалок шестой мачты было технически неграмотным: конец расчалки третьего яруса был зажат двумя дужковыми сжимами, вместе с концами петли, перекинутой через валик якорной тяги в фундаменте мачты. Конец расчалки четвертого яруса таким же образом был зажат вместе с концами петли, перекинутой через

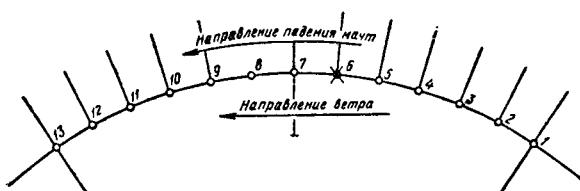


Рис. 49. Схема расположения мачт 1—13

ствол мачты и ее основания. Под давлением ветра концы этих расчалок выдернулись из зажимов. На концах петель сохранились следы проскальзывания концов канатов: содранная поверхность проволок канатов, следы их нагрева до синего каления, царапины на плашках сжимов и др.

У необрушившихся пяти мачт было обнаружено аналогичное крепление одной расчалки.

Проверочный расчет показал, что при возможной скорости ветра во время аварии 25 м/сек его скоростной напор на высоте 100—200 м мог быть 40 кгс/м<sup>2</sup> и усилие в расчалке всего 3,1 тс. Разрушающее же усилие для каната диаметром 15,5 мм составляет не менее 9,9 тс, т. е. был обеспечен более чем трехкратный запас прочности.

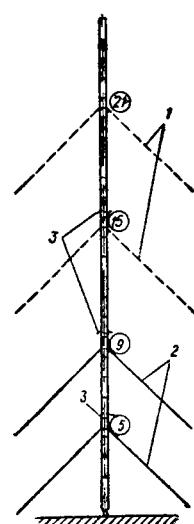


Рис. 50. Схема временного закрепления мачты № 6 расчалками

1 — временные расчалки; 2 — постоянные расчалки; 3 — места перелома мачты; цифры в кружках — и мера секций

Причиной этой крупной по своим масштабам строительной аварии явилась недопустимая слабость закрепления временных расчалок. Предпосылками к аварии были большие недостатки в организации и производстве работ. Работники, руководившие монтажом мачт, имели слабую техническую подготовку. Утвержденный проект производства работ по ряду причин не осуществлялся.

После аварии на данном радиообъекте институт Проектстальконструкция организовал большие экспериментальные исследования по изучению работы и прочности соединений стальных канатов и по уточнению расчета этих соединений. Результатом этих исследований явились «Указания по расчету стальных канатов и их закреплений» (<sup>ВСН 68-57</sup><sub>МСПМХП СССР</sub>), утвержденные Главстальконструкцией Минметаллургхимстроя СССР 27 апреля 1957 г. Однако с течением времени эти указания оказались забытыми. Было бы весьма полезным восстановить их как официальный нормативный документ.

Приводим основные положения этих указаний для расчета расчалок.

Диаметр основного<sup>1</sup> участка стального каната назначается по условию прочности

$$\frac{\Sigma n N_n}{mkt} \leq R_n,$$

где  $N_n$  — коэффициент перегрузки; для давления ветра, а также веса поднимаемых элементов конструкций зданий и сооружений

(с учетом случайных отклонений каната от вертикали)  $n=1,2$ ;  
 $n$  — усилие в основном участке каната от нормативных нагрузок с динамическим коэффициентом. При закреплении в виде петли усилие, действующее в основном участке каната, распределяется поровну между прямой и обратной ветвями каната;

$m$  — коэффициент условий работы каната; для временных расчалок  $m=1$ , для постоянных оттяжек на мачтах и кранах  $m=0,7$ ;

$k$  — коэффициент однородности каната; для основного участка каната и вязанных узлов при новых и неизношенных канатах  $k=1$ ; для канатов, имеющих обрывы и износ проволок, но меньше браковочной нормы,  $k=0,8$ ; для всех соединений и закреплений, кроме узлов,  $k=1$ ;

$t$  — коэффициент тросового соединения, принимаемый согласно табл. 3;

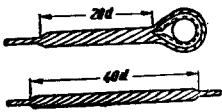
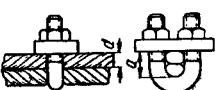
$R_n$  — нормативное сопротивление (разрывное усилие) каната в це-

<sup>1</sup> Свободный от приспособлений для закрепления прямой участок каната, направление которого совпадает с направлением усилия.

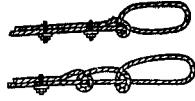
лом в кгс; в зависимости от диаметра каната  $R_h$  принимается по заводскому сертификату или по таблицам ГОСТ 3071—55 «Канаты стальные».

Таблица 3

ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА  $t$  ДЛЯ КАНАТА 6 × 37+1 О. С. ПО ГОСТ 3071—55

Значение коэффициента $t$ или формула для его определения	Причина, вызывающая снижение несущей способности каната и его соединений	Схема узла или соединения
$t = \frac{D}{D+1,5d}$	Изгиб каната вокруг неподвижной цилиндрической оправки (серьга, коуш, клиновой зажим и др.)	
$t = 0,35$	Изгиб каната, пропущенного в отверстие стальной планки	
$t=0,5$	Узел, завязанный на канате Расправленный «баранчик»	
$t=0,75$	Сплетка с коушем при длине сплетки 20 $d$ и более Сплетка для наращивания каната при длине сплетки 40 $d$ и более	
$t=0,32+0,64 \eta=0,32+$ $+0,32 \frac{a}{d}$	Обжатие каната дужкой сжима	
$t=0,7$	То же, при нормированной степени затяжки $\eta=\frac{a}{2d}=0,6$	

*Продолжение табл. 3*

Значение коэффициента $t$ или формула для его определения	Причина, вызывающая снижение несущей способности каната и его соединений	Схема узла или соединения
$t=0,6+0,36 \eta=0,6+$ $+0,18 \frac{a}{d}$	Обжатие каната планкой сжима	
$t=0,82$	То же, при нормированной степени затяжки $\eta=0,6$	
$t=0,7$	Штыковой и полуштыковой узел при постановке сжимов в количестве не меньше указанного на схеме	
$t=0,6$	Удавка (восьмерка и двойная восьмерка) на дереве	
$t=0,7$	То же, на металле	

## 2. ОБРУШЕНИЕ ОПОР ЛИНИИ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ КУЙБЫШЕВ — МОСКВА

В 1953 г. на строительстве высоковольтной линии электропередачи (ЛЭП) Куйбышев — Москва при монтаже проводов обрушились две анкерно-угловые опоры типа У-15 и три опоры были сильно деформированы.

Анкерно-угловая опора У-15 (рис. 51) козлового типа имеет высоту 25,2 м и состоит из двух А-образных стоек, траверсы и подкоса, воспринимающего боковые горизонтальные усилия.

Опора У-15 отличается небольшим весом — 13 т, ноги ее квадратного сечения 750×750 мм из четырех уголков 75×75×6 мм, соединенных по

четырем граням К-образной (в «елку») решеткой из уголков  $40 \times 40 \times 5$  мм.

Опоры У-15 были рассчитаны на действие эксплуатационных, монтажных (одностороннее тяжение всех трех проводов) и аварийных (обрыв одного крайнего провода при гололеде) нагрузок, как шарниро-стержневые пространственные конструкции, без учета жесткости узла соединения между собой ног А-образных стоек.

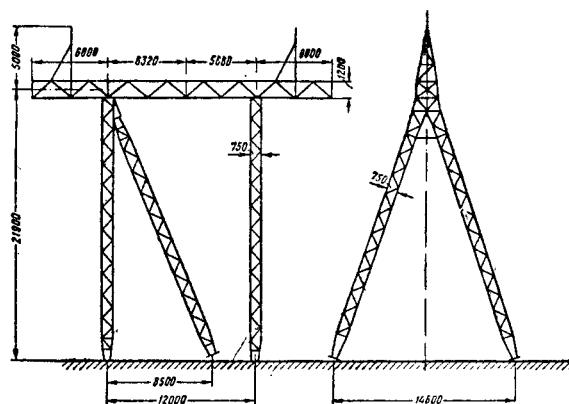


Рис. 51. Схема опоры типа У-15 линии электропередачи

Обрушение опор У-15 произошло от усилий тяжения проводов. Разрушение или аварийные деформации каждой опоры начинались либо с А-образной стойки без подкоса вследствие потери устойчивости поясными уголками, либо вверху ног вблизи жесткого узла, либо посередине высоты у монтажного стыка (стык выполнялся на шести болтах диаметром 19 мм нормальной точности в полунакладке каждого уголка).

Осмотром упавших и сохранившихся опор У-15 установлено, что они были изготовлены и смонтированы с существенными дефектами: имели значительные искривления поясных уголков от сварочных деформаций и при транспортировке (стрелки искривлений достигали 5 мм или  $\frac{1}{360}$  длины панели), эксцентрикитеты в прикреплениях элементов решетки к поясам, ошибки в расположении болтовых отверстий в стыках ног и др.

Контрольные испытания подтвердили, что металл упавших опор отвечал требованиям проекта (сталь марки Ст. 3 по ГОСТ 380—50).

С целью уточнения причин обрушения и определения действительной несущей способности опор У-15 одна из них была испытана в полигонных условиях. Испытываемая опора имела примерно такие же отклоне-

ния геометрических размеров и была выполнена так же, как опоры на линии. Испытание производилось на воздействие статических нагрузок в виде трех горизонтальных сил, приложенных к траверсе в местах крепления проводов (имитировалось тяжение проводов при монтаже).

Нагрузка тяжения двух фаз по 12 т оказалась разрушающей для опоры на полигоне. Опора неожиданно обрушилась вследствие потери местной устойчивости поясными уголками сжатой ноги А-образной стойки без подкоса. Установить место, где началось выпучивание поясных уголков, не удалось и на полигоне. Общий коэффициент запаса у испытанной опоры оказался равным единице при нормативном коэффициенте запаса  $K = \frac{1800}{2400} = 1,33$ .

В процессе испытания опоры при помощи тензометрических датчиков замерялись напряжения в элементах сжатой ноги. Последние отсчеты на приборах были сделаны при нагрузке в крайней фазе 12 т и в средней только 8 т. Эти замеры показали крайне неравномерное распределение напряжений в поясных уголках ноги в сечении, близком к монтажному стыку.

Выяснилось и влияние системы решетки ноги на несущую способность опоры У-15. С этой целью в ЦНИИСК были испытаны на сжатие отрезки ноги в натуральную величину (длиной 6) до 4 м, имеющие следующие системы решеток (рис. 52): К-образную (в «елку») с длиной панели 900 мм (как было принято в осуществленных опорах); треугольную с длиной панели 1800 мм и треугольную с длиной панели 900 мм. При изготовлении образцов раскосы были тщательно центрированы, а элементы поясов хорошо выправлены.

Результаты испытаний показали, что для образцов с К-образной решеткой и с треугольной решеткой при удвоенной панели фактическая нагрузка почти одинакова — 66 и 67 т; для образца с треугольной решеткой при малой панели критическая нагрузка была выше — 84 т. Фактическая гибкость элемента ноги К-образной решетки  $\lambda_{\phi}=91$  получалась значительно ниже, чем его расчетная гибкость  $\lambda=78$ , определенная как отношение длины большой панели (180 см) к радиусу инерции сечения

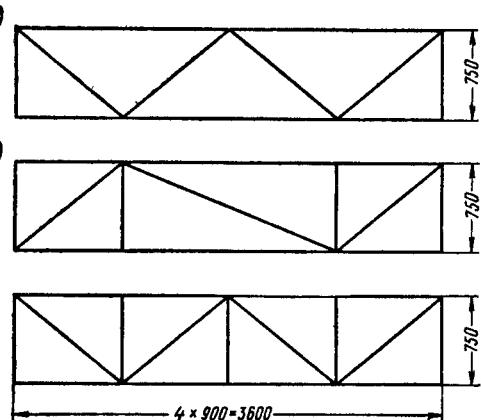


Рис. 52. Схемы решеток опор  
а — К-образная (в «елку»); б — треугольная с удвоенной панелью; в — треугольная

уголка пояса относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения параллельно полке уголка.

Комиссия, производившая расследование аварии, пришла к выводу, что причинами обрушения опор ЛЭП Куйбышев — Москва были:

1) пониженная против расчетной прочность А-образных ног опор при применении К-образной решетки;

2) неравномерное распределение усилия между поясными уголками ног вследствие применения многоболтового монтажного стыка на болтах нормальной точности с большой разницей (до 3 мм) между диаметрами болта и отверстия, а также вследствие искривления ног в результате той же податливости монтажного стыка.

Влияние этих двух основных причин было усилено значительными местными искривлениями элементов ног от сварочных напряжений в местах прикрепления к ним решетки, а также дефектами, допущенными при изготовлении и монтаже опор.

При изготовлении новых опор в целях повышения их несущей способности было предложено:

1) для поясов ног принять уголки  $90 \times 90 \times 8$  мм вместо  $75 \times 75 \times 6$  мм, ноги смонтированных опор соответственно усилить;

2) за расчетную длину пояса К-образной решетки принимать величину  $1,2l$  ( $l$  — расстояние между узлами; длина малой панели); расчетный радиус инерции сечения уголка должен составлять  $r_{min}$ ; не допускать местную гибкость поясов ног меньше общей гибкости ноги (до уточнения методики расчета стержней с К-образной решеткой по результатам дополнительных экспериментальных исследований);

3) не допускать стрелки искривления элемента опоры более  $1/1000$  его длины согласно требованиям технических условий на изготовление и монтаж стальных конструкций (в настоящее время по СНиП III-B.5-62 допускается стрелка искривления  $1/750$  длины элемента).

### 3. ПАДЕНИЕ СТАЛЬНОЙ МАЧТЫ НА РАДИОРЕЛЕЙНОЙ ЛИНИИ ВИЛЬНЮС — ТАЛЛИН

Обрушение мачты у одного из поселков произошло 23 октября 1960 г. во время ее монтажа. Мачта высотой 76,5 м имела трубчатый ствол диаметром 1600 мм. Крепилась она двумя ярусами постоянных оттяжек; в каждом ярусе ставилось по три оттяжки на отметках 30,5 и 62,5 м (рис. 53). Монтаж мачты выполняло управление № 26 треста Стальмонтаж-5 (ныне Севзапстальконструкция) по типовому проекту производства работ, разработанному институтом Промстальконструкция.

Ствол мачты монтировали из отдельных секций высотой по 4,5 м, которые соединяли друг с другом на сварке. Монтаж производили при помощи ползучего крана типа ПКТ-5. К моменту аварии было смонтировано 16 секций до отметки 72 м. Смонтированный ствол мачты удержи-

вался нижним ярусом постоянных оттяжек на отметке 30,5 м (диаметр стальных канатов 27 мм) и верхним ярусом временных расчалок на высоте 48,5 м (диаметр стальных канатов 24 мм).

Авария произошла во время перестановки крана на последнюю стоянку. Для передвижки крана необходимо было закрепить верхнюю откидную диафрагму мачты крана за горизонтальное ребро верхней секции ствола радиорелейной опоры при помощи четырех болтов; передви-

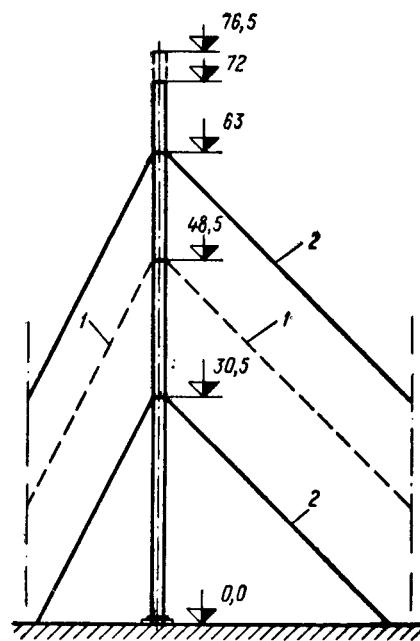


Рис. 53. Схема радиорелейной мачты к моменту аварии  
1 — временные расчалки; 2 — постоянные расчалки

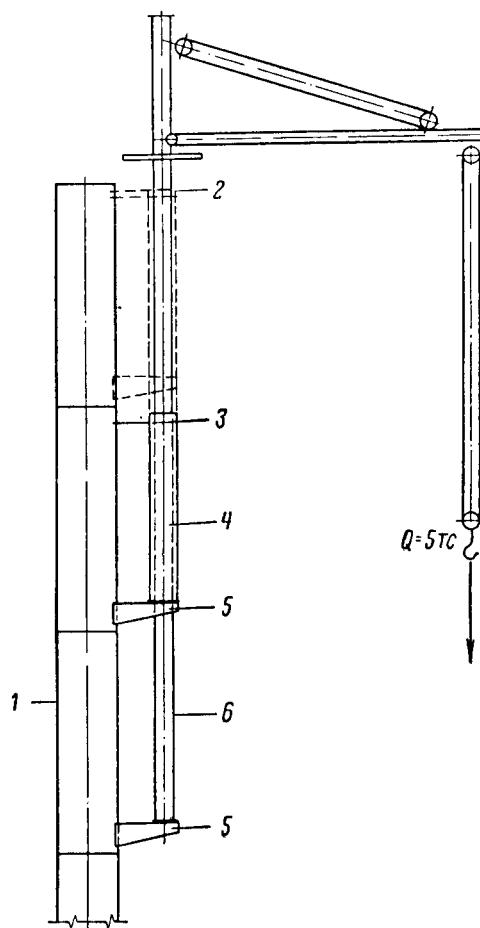


Рис. 54. Схема крепления и передвижки ползучего крана ПКТ-5  
1 — монтируемая мачта; 2 — диафрагма мачты крана; 3 — диафрагма обоймы крана; 4 — обойма крана; 5 — опорные столики; 6 — мачта крана

нуть обойму крана вверх на 4,5 м при помощи грузового крюка крана (рис. 54). В первую очередь нужно было застropить низ обоймы за крюк

крана, отсоединить диафрагму обоймы от ствола радиомачты, натянуть лебедкой грузовой полиспаст до момента выхода валиков опорных балок обоймы из гнезд опорных столиков на радиомачте, откинуть опорные балки, произвести подъем обоймы крана на указанную высоту и закрепить обойму диафрагмой на радиопоре болтами. После этого следовало произвести подъем мачты крана вдоль обоймы. В такой последовательности и велись работы по передвижке монтажного крана в новое положение.

Предварительно была поднята и закреплена обойма крана, вслед за этим был произведен подъем трубчатой мачты крана. Авария произошла во время посадки низа этой мачты на опорные столики, когда кран неожиданно дал крен в сторону, опрокинулся и сорвался с верхних столиков, на которые опиралась обойма крана. При падении кран ударился и перебил сначала верхнюю (временную) расчалку, после чего от крана отделилась стрела с поворотным кругом. Затем мачтой крана была перебита постоянная оттяжка нижнего яруса, и кран упал вблизи от фундамента мачты. После того как были перебиты оттяжки, ствол мачты потерял равновесие и упал на землю, отделившись от фундамента вместе с закладной частью.

Обследование показало, что падение крана произошло из-за отсутствия болтов, которыми диафрагма обоймы крана должна была крепиться к стволу мачты при перестановке крана на очередную стоянку. Эти болты после аварии не были найдены. Диафрагма, по-видимому, была ненадежно закреплена при помощи рукояток монтажных ключей, наспех вставленных в отверстия; когда нижние балки крана наводились на опорные столики, рукоятки могли выпасть.

При осмотре мест крепления крана ПКТ-5 к мачте было обнаружено, что один из столиков на стволе мачты, на которых была закреплена балка обоймы крана, оказался оторванным, при этом в стенке мачты в месте приварки вертикального ребра столика имелся разрыв по основному металлу на всю высоту столика. Нижняя горизонтальная полка столика была сильно деформирована, но осталась на месте. В ребре жесткости секции мачты, которое одновременно служило верхней горизонтальной полкой столика, были сделаны вырезы кислородом и ширина ребра уменьшена с 65 до 20 мм.

Эти дефекты и разрушения в опорных деталях для крана дали основания выдвинуть версию аварии — ослабление опорных частей вырезами, которые сделали монтажники. Однако проверка прочности ослабленных опорных деталей крана показала, что они обладали достаточной прочностью, чтобы выдержать нагрузки от крана при его рабочем положении. Таким образом, непосредственной причиной аварии явилось халатное отношение монтажников к выполнению ответственных операций по перестановке крана, недопустимо слабая производственная дисциплина на работах по монтажу радиомачт, хотя техническими руководителями

ми работ (мастерами и производителями работ) были дипломированные инженеры и техники.

Комиссия отметила серьезные недостатки в организации работ по монтажу мачт радиорелейной линии:

- 1) отсутствие четко организованного контроля за надежным креплением монтажного крана при его перестановке;
- 2) отсутствие рабочей инструкции по перестановке и эксплуатации монтажного крана ПКТ-5.

Комиссия указала также на недопустимость всякого рода вырезов в деталях крепления крана, снижающих их прочность. При необходимости такие вырезы могут быть допущены в минимально необходимых размерах лишь в порядке исправления дефектов изготовления конструкций с предварительным расчетом прочности деталей крепления. Расчет прочности должен быть приложен к журналу производства работ.

После аварии в короткий срок была разработана и утверждена Главстальконструкцией «Инструкция по эксплуатации, монтажу и демонтажу самоподъемных кранов типа ПКТ и ПКР для монтажа высотных сооружений». Приказом по Главстальконструкции была введена обязательная проверка мастером или производителем работ технического состояния и правильности крепления частей крана при его перестановках; результаты этой проверки должны записываться в журнал производства работ.

#### 4. ВЫХОД ИЗ СТРОЯ ТЕЛЕВИЗИОННОЙ МАЧТЫ В г. КУРГАНЕ

В 1959 г. в г. Кургане была сооружена первая в СССР трубчатая телевизионная мачта высотой 180 м с тремя ярусами кругорасположенных предварительно напряженных оттяжек из стальных канатов. Диаметр ствола мачты 1,6 м, заложение оттяжек всех трех ярусов одинаковое — 54 м (рис. 55).

Сооружение этой мачты закончилось непредвиденным событием. 26 декабря в 23 ч был замечен перелом ствола мачты на высоте 51 м от земли. В месте перелома ствол отклонился от вертикали на 40 см, а верхняя точка на отметке 195 м (верх антенны) ушла в сторону на 6,4 м.

Монтаж мачты ко времени аварии практически был закончен, производилось окончательное регулирование предварительного напряжения в оттяжках. Накануне аварии было отрегулировано натяжение в оттяжках нижнего яруса, а в день аварии — в оттяжках второго яруса. Оттяжки третьего (верхнего) яруса при монтаже мачты были натянуты с усилием, равным половине расчетного.

При обследовании места перелома было обнаружено вмятие стенки внутрь ствола в результате потери им местной устойчивости; в сварных швах было обнаружено лишь два местных разрыва длиной по 10 см.

В течение последующих трех суток деформации мачты продолжали нарастать; в месте перелома произошло сплющивание ствола, и верхняя часть мачты осела примерно на 80 см. После этого было принято решение обрушить мачту взрывом. 30 декабря зарядом взрывчатого вещества было перебито анкерное крепление наиболее нагруженной нижней оттяжки.

Расследованием причин аварии занимались две комиссии на месте и затем в Москве. В ЦНИИСК были доставлены деформированные участки ствола мачты. Выяснилось, что из-за нечеткого оформления чертежей КМ аварийная обечайка Челябинским заводом металлоконструкций им. Орджоникидзе была изготовлена толщиной 8 мм. Для того ветрового пояса, где находится г. Курган, обечайка должна была иметь толщину на 30% больше, т. е. не менее 10 мм. Однако в момент аварии верхний ярус оттяжек имел только 50% проектного натяжения, на мачте не было установлено радиотехническое оборудование; скорость ветра была ничтожно мала — 2—6 м/сек, скоростной напор 2,3 кгс/м<sup>2</sup>, т. е. 5% расчетного.

Качество монтажных работ и точность измерения предварительного натяжения в оттяжках не вызывали сомнений. Монтаж мачты был выполнен по типовому проекту производства работ без отступлений, ко-

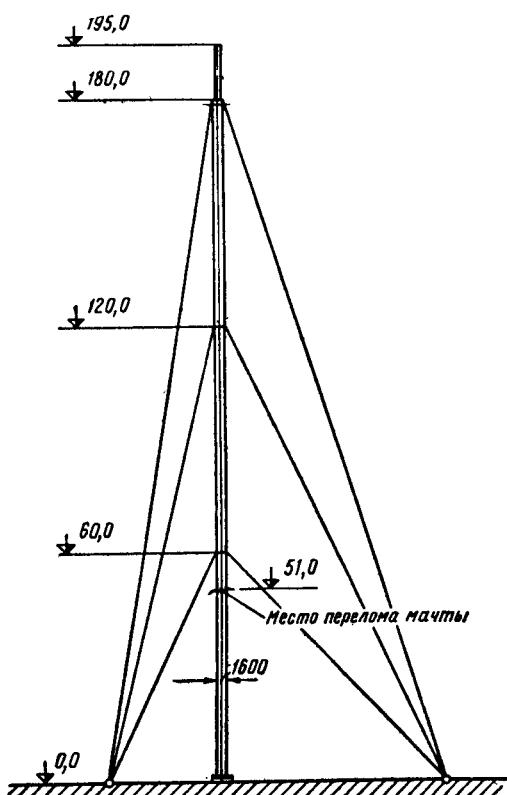


Рис. 55. Телевизионная мачта в г. Кургане

торые могли бы ухудшить качество сооружения. Более того, были приняты дополнительные меры по повышению качества монтажных работ. Чтобы устраниТЬ возможность искривления ствола мачты в процессе монтажа, перед установкой отдельных обечайек на место проводилась дополнительная контрольная сборка, при которой исправлялись все дефекты заводской пригонки обечайек друг к другу.

Натяжение оттяжек мачты выполнялось при помощи натяжных при-

способлений рычажного типа. Величина натяжения определялась по показаниям динамометров, встроенных в натяжные приспособления и снабженных часовыми индикаторами с точностью определения деформаций до 0,01 м.м. Все динамометры были тарированы и имели соответствующие свидетельства об их полной пригодности.

Анализ данных о величине натяжения оттяжек первого и второго ярусов показал, что средние значения усилий в оттяжках каждого яруса были несколько ниже проектных: для 1-го яруса 20—17 тс вместо 22,6 тс (89%), для 2-го яруса 36,3 тс вместо 38,6 тс (94%). Отдельные канаты в каждом ярусе по показаниям индикаторов также имели различные натяжения: в 1-м ярусе — от 17,8 до 22,8 тс (отклонения от среднего значения +13—12%), во 2-м ярусе — от 33,2 до 39,5 тс (отклонения от среднего значения  $\pm 9\%$ ).

Геометрическое сложение горизонтальных проекций сил натяжения оттяжек в первом ярусе дает равнодействующую 3,1 тс, во втором ярусе 4,7 тс. Хотя эти равнодействующие при отсутствии ветровых нагрузок и прямолинейном стволе мачты теоретически должны быть равны нулю и наличие их может быть частично отнесено к недостаточной точности показаний динамометров, был выполнен расчет возможных напряжений в опасном сечении ствола мачты с учетом действия этих сил. Ствол мачты рассматривался как стержень, защемленный нижним концом и опирающийся в местах крепления расчалок на упругие опоры. Влияние этих опор в уровне крепления оттяжек первого и второго ярусов последовательно (по очередности их натяжения) заменялось воздействием замеренных усилий в оттяжках.

По этому расчету наибольшее (сжимающее) напряжение в опасном сечении получилось равным 1680 кгс/см<sup>2</sup>. Нужно отметить, что и это напряжение, как показали определения величины деформаций, могло возникнуть лишь при смещении по горизонтали узла крепления 2-го яруса расчалок на 48 см или при предварительном искривлении ствола мачты на такую же величину. Такое искривление не могло остаться незамеченным при геодезических проверках вертикальности ствола мачты.

В принятой конструкции опищения мачты на фундамент через относительно тонкий лист толщиной 8 мм, приваренный по контуру к полке кольцевой балки стального ростверка, нет фиксированной точки передачи вертикального давления на фундамент; следовательно, возможно приложение вертикальной опорной реакции с эксцентрицизмом, величина которого зависит от взаимного поворота опорной поверхности ствола мачты и верхней поверхности фундамента. Опорный лист ствола мачты работает как плоская упругая диафрагма и такому повороту существенно не препятствует. В связи с этим обстоятельством было проверено, как влияет на величину расчетного напряжения смещение точки приложения опорного давления от оси сечения на наибольшую возможную величину 0,8 м (радиус ствола мачты). При этом допускалась возможность воз-

никновения в опорном сечении поперечной силы, устраниющей горизонтальное смещение узла крепления оттяжек 1-го яруса. По этому расчету наибольшие напряжения в опасном сечении получились равными  $1990 \text{ кгс}/\text{см}^2$ .

Аварийная обечайка для курганской мачты была изготовлена из листовой стали толщиной 8 мм марки Ст.Зкп, прокатанной Ашинским металлургическим заводом из заготовок Новотагильского металлургического комбината. Согласно сертификату, эта сталь имела временное сопротивление  $38-43 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , предел текучести  $24-26 \text{ кгс}/\text{мм}^2$  и относительное удлинение  $23,5-30,5\%$ .

Наружный осмотр деформированных частей аварийной обечайки, доставленных в ЦНИИСК для исследования, показал, что она имела фактическую толщину 7,5—7,8 мм. Все разрывы стали, происшедшие при деформациях обечайки и при обрушении мачты, носили пластический характер. Однако в ряде мест изломов стали были обнаружены внутренние расслоения и несплошности, образовавшиеся в результате того, что при прокатке стали не произошло сваривания внутренних поверхностей газовых пузырей. В одном месте — в зоне пластических деформаций — обнаружено расслоение посередине толщины листа; здесь было отчетливо выражено выпучивание расслоенного металла, что дало основание предположить о начале потери местной устойчивости стенкой именно в этом месте.

Химические и структурные исследования листовой стали аварийной обечайки подтвердили, что она была изготовлена из кипящей стали, по химическому составу отвечающей стали марки Ст.Зкп по ГОСТ 380—50. Механические испытания показали, что эта сталь имела наименьшее значение предела текучести — всего  $21,6 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , т. е. значительно ниже браковочного минимума по ГОСТ 380—50 ( $24 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ ). По наличию же многочисленных внутренних расслоений она вообще не пригодна для строительных конструкций.

Во время проектирования и строительства мачты в г. Кургане официальной методики расчета цилиндрических оболочек на устойчивость не было, поэтому критическое напряжение для стенки обечайки мачты толщиной 8 мм определялось по эмпирической формуле Доннела:

$$\sigma_{kp} = E \frac{0,6 \frac{\delta}{r} - 10^{-7} \cdot \frac{r}{\delta}}{1 + 0,004 \frac{E}{\sigma_t}},$$

учитывающей возможные отклонения оболочки от правильной цилиндрической формы. Это напряжение получилось равным  $2800 \text{ кгс}/\text{см}^2$  и превышало предел текучести (браковочное значение) для стали марки Ст.3; при толщине же ее 4 мм это напряжение составляет  $1400 \text{ кгс}/\text{см}^2$ , т. е. ниже расчетного от нагрузок, действовавших на мачту в момент аварии.

Учитывая местный характер расслоений, можно считать, что фактическое критическое напряжение было выше этой предельной величины, однако достаточно низким, чтобы обечайка потеряла устойчивость.

Приводим расчет стенки ствола мачты на местную устойчивость по современной методике СНиП II-B.3-62.

При расчете на центральное сжатие критическое напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{\text{кр.сж}} = \varphi^* R,$$

где  $\varphi^*$  — коэффициент, зависящий от выражения  $0,476 \frac{r}{\delta} R$ ;

$R$  — расчетное сопротивление стали.

В нашем случае:

$$R = 2100 \text{ кгс/см}^2,$$
$$0,476 \frac{r}{\delta} R = \frac{0,476 \cdot 80 \cdot 2,1}{0,8} = 100;$$
$$\varphi^* = 0,71.$$

Отсюда критическое напряжение

$$\sigma_{\text{кр. сж}} = 0,71 \cdot 2100 = 1470 \text{ кгс/см}^2.$$

При расчете на внерадиальное сжатие критическое напряжение составит:

$$\sigma_{\text{кр}} = \sigma_{\text{кр. сж}} \left[ 1 + 0,1 \left( 1 - \frac{\sigma'_1}{\sigma_1} \right) \right],$$

где  $\sigma'_1$  — наименьшее напряжение;

$\sigma_1$  — наибольшее напряжение.

В нашем случае отношение  $\sigma'_1/\sigma_1$  близко к 0,5, поэтому критическое напряжение

$$\sigma_{\text{кр}} = 1470 (1 + 0,1 \cdot 0,5) = 1540 \text{ кгс/см}^2.$$

Таким образом, согласно расчету, по современным нормам аварийная обечайка курганской мачты обладала недостаточной несущей способностью на фактические нагрузки. Расслоения металла усугубили положение и дополнительно снизили эту несущую способность.

При восстановлении опоры телевизионного центра в г. Кургане вместо мачты была построена типовая башня из катаных труб.

## 5. ОБРУШЕНИЕ ЦЕНТРАЛЬНОЙ ТРУБЧАТОЙ РАДИОМАЧТЫ ВЫСОТОЙ 252,55 м

Эта авария произошла внезапно 5 февраля 1962 г., в полдень, в ясную солнечную погоду при температуре воздуха  $-13^{\circ}\text{C}$  и отсутствии гололеда.

Трубчатая (листовая) мачта имела диаметр 2,2 м, высоту 252,55 м и четыре яруса оттяжек, расположенных в плане пятью лучами (рис. 56). Ствол мачты состоял из 42 секций высотой по 6 м. Толщина цилиндрической оболочки ствола мачты 8 мм, кроме лацменных (в местах крепления оттяжек) участков, толщина которых составляла 16 мм.

Участки мачты 9—1 и 18—9 упали в разные стороны; оттяжки 3-го и 4-го ярусов оказались под этими участками. Общие разрывы ствола мачты произошли в трех местах: в секции 9 — по заводскому стыку (по зоне термического влияния сварного шва и по основному металлу на расстоянии 100—200 мм от шва); в секции 18—19 — по монтажному стыку (по сварному шву и основному металлу в зоне термического влияния); в секции 24 — по заводскому стыку (преимущественно по сварному шву и по основному металлу в зоне термического влияния). Трешина в секции 24 распространялась только на 80% длины окружности; на длине 1,5 м стык трещины не имел. При аварии произошли также разрушения фасонок ряда проушин арматуры изоляторов и разрыв верхней сцепки одной из оттяжек 3-го яруса. Все эти разрушения имели хрупкий характер.

Комиссия, выезжавшая на место аварии, не смогла установить ее причину. Это было поручено выполнить ЦНИИСК, куда были доставлены наиболее деформированные участки ствола мачты и разрушенные детали арматуры изоляторов. По результатам проверочных расчетов и исследования металла конструкций мачты ЦНИИСК были сделаны следующие выводы:

1. Общая устойчивость ствола была обеспечена с запасом 3,6—4,8.

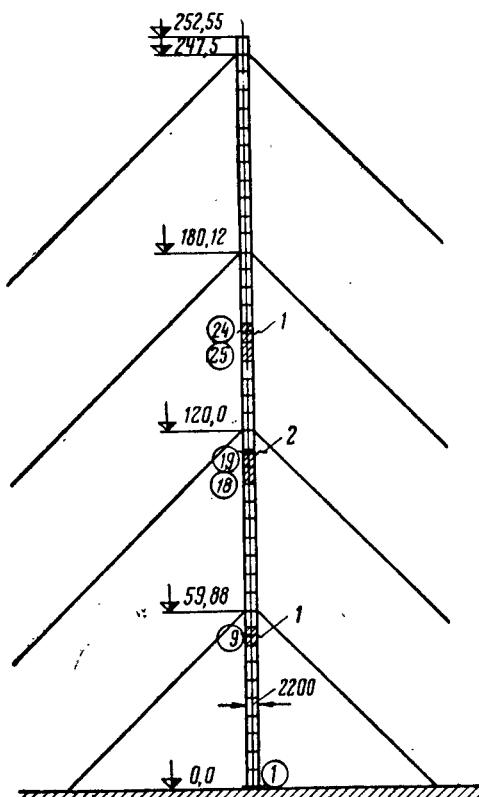


Рис. 56. Центральная мачта высотой 252,55 м

1 — заводскиестыки; 2 — монтажный стык; цифры в кружках — номера секций

матуры изоляторов. По результатам проверочных расчетов и исследования металла конструкций мачты ЦНИИСК были сделаны следующие выводы:

В случае обрыва одной расчалки в любом ярусе этот запас снижался до 1,2—3,2, однако оставался достаточным.

2. Напряжения от основных и дополнительных нагрузок (внезапный обрыв одной оттяжки, разность температур 20°C, перетяжка оттяжек каждого яруса на  $\pm 10\%$ , затенение одного луча оттяжек) могли достигать 1480 кгс/см<sup>2</sup>.

3. Критические напряжения в оболочке при проверке ее на местную устойчивость, вычисленные при допущении местных вмятин 0,5 δ, 1 δ и 2 δ (δ — толщина оболочки), соответственно составляют 1320, 870 и 510 кгс/см<sup>2</sup>.

4. Листовая сталь, из которой была выполнена мачта, удовлетворяет требованиям проекта и ГОСТ 380—60 как сталь ВСт.Зсп. Контрольные испытания металла дали следующие результаты: химический состав — 0,14—0,20% С, 0,14—0,18% Si, 0,32—0,61% Mn, 0,014—0,021% P, 0,026—0,032% S; механические свойства — временное сопротивление 42,6—52 кгс/мм<sup>2</sup>; предел текучести 25,8—38,9 кгс/мм<sup>2</sup>, относительное удлинение при десятикратном образце 12,2—29,5%; поперечное сжатие 24,6—64,7%. При оценке этих результатов следует иметь в виду, что в процессе изготовления и при обрушении конструкций металл получил пластические деформации. Качество монтажных сварных швов удовлетворительное, заводские швы имеют много дефектов (непровары, смещения с двух сторон, подрезы, поры).

5. Фасонки сцепок арматуры изоляторов изготовлены из стали марок ВСт.Зсп и 15ХСНД. Разрушающая нагрузка для испытанных сцепок составила 83 и 99 т и значительно превысила расчетную. Разрушение двух сцепок, испытанных на переменную нагрузку, произошло по сечению одной из тяг в месте входа ее в фасонку.

ЦНИИСК и его ученый совет сделали вывод, что наиболее вероятной причиной аварии явилась потеря местной устойчивости стволом мачты из-за наличия в оболочке значительных местных искажений формы (вмятин, хлопунов и т. д.). Некоторые члены ученого совета, однако, считали, что основной причиной аварии явилось низкое качество заводских сварных швов, которое привело к образованию трещин как в самих швах, так и в основном металле вблизи дефектных швов (стальные конструкции мачты были изготовлены на Соколовском заводе металлоконструкций).

Для уточнения причины аварии дополнительно были проведены экспериментальные исследования моделей участка ствола мачты диаметром 1650 мм и толщиной 6 мм (размеры моделей стальных сварных труб были приняты по мощности испытательной машины). Было испытано девять образцов практически правильной формы (без заметных дефектов) и с умышленно созданными дефектами (эллиптичность, депланация, вмятины и др.). Результаты испытаний приведены в табл. 4.

Испытания подтвердили, что значения критического напряжения

для потери местной устойчивости оболочки (продольно сжатой трубы) ниже величины напряжений, получаемых расчетным путем по теоретической формуле

$$\sigma_{kp} = 0,18 \frac{E \delta}{r},$$

где  $r$  и  $\delta$  — соответственно радиус и толщина стыка трубы.

Таблица 4  
РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ СВАРНЫХ СТАЛЬНЫХ ТРУБ В ЦНИИСК

Дата испытания в 1962 г.	Описание образца и условия приложения нагрузки	Критическая нагрузка в т	Критическое напряжение в $\text{kgs/cm}^2$	Значение коэффициента $C^*$
Июнь	Нормальный образец, центральное сжатие	600	1940	0,127
3 июля	То же, внецентрное сжатие, эксцентрикитет $e=17 \text{ см}$	495,4	2330	—
7—9 »	То же, центральное сжатие	576	1860	0,126
14 »	Образец без ребер, центральное сжатие	425	1370	0,093
20 »	Образец с недовальцованными кромками, центральное сжатие	600	1940	0,127
24 »	Нормальный образец, центральное сжатие	576	1860	0,127
27 »	Образец с двумя дефектами: в одном стыке — равномерная депланация 3 $\text{мм}$ ; в другом — овальность со смещением кромок до 3 $\text{мм}$ ; центральное сжатие	539	1740	0,118
3 октября	Вмятины до 8 $\text{мм}$ по всей окружности, центральное сжатие	410	1320	0,086
5 »	Вмятины до 15 $\text{мм}$ , центральное сжатие	311	1000	0,068

\*  $C$  — коэффициент, влияющий на  $\sigma_{kp} = C \frac{E \delta}{r}$ .

На значение критического напряжения большое влияние оказали также сварочные напряжения и местные вмятины, повлекшие за собой искривление образующих. Общие искажения формы испытанных обечайек — их эллиптичность, депланация отдельных листов в стыках (до половины толщины) — не могли оказать существенного влияния на значение критического напряжения.

По результатам этих исследований в СНиП II-В.3-62 была введена новая методика расчета на местную устойчивость цилиндрических обечайек (этот методика кратко изложена при анализе причин обрушения телевизионной опоры в г. Кургане; см. стр. 97).

По нормам СНиП II-B.3-62 для данного случая выражение

$$A = 0,476 \frac{r}{\delta} R = 0,476 \frac{110}{0,8} 2,1 = 137,$$

коэффициент  $\varphi^* = 0,63$  и критическое напряжение

$$\sigma_{kp} = \varphi^* R = 0,63 \cdot 2100 = 1330 \text{ кгс/см}^2,$$

что ниже напряжения, которое могло быть в стволе мачты от нагрузок в момент аварии, правда, при самом неблагоприятном их сочетании ( $1480 \text{ кгс/см}^2$ ).

Учитывая большое влияние на местную устойчивость цилиндрической оболочки грубых искажений ее геометрической формы, в СНиП II.B.5-62 «Металлические конструкции. Правила изготовления, монтажа и приемки» были внесены дополнительные требования к правильности геометрической формы трубчатых листовых мачт: не допускаются местные искривления образующих, измеряемые шаблоном длиной 1 м, превышающие  $1/50$  длины искривленного участка, при этом стрелка искривления образующей не может быть более 0,5 толщины стенки трубы (искривления и вмятины глубиной до 2 мм не учитываются).

При восстановлении мачта была выполнена решетчатой из прокатных труб.

#### 6. ПАДЕНИЕ СТАЛЬНОЙ МАЧТЫ РАДИОРЕЛЕЙНОЙ ЛИНИИ ПЕРМЬ — СВЕРДЛОВСК

На радиорелейной линии Пермь—Свердловск 9 января 1964 г. обрушилась радиомачта высотой 117 м. Авария произошла в 4 ч 40 мин утра при слабом ветре и температуре около  $-10^\circ\text{C}$ . Трубчатая мачта диаметром 1,6 м имела два яруса оттяжек — на высоте 48,89 и 102,79 м от земли, в каждом ярусе — три луча оттяжек. Выше второго яруса стяжек была размещена служебная кабина с радиотехническим оборудованием (рис. 57).

Обрушение мачты произошло вследствие разрыва одного из двух стержней винтовой стяжки у оттяжки верхнего яруса. Через эту стяжку стальной канат оттяжки крепится к фундаментной тяге. Разрыв произошел по нарезке у входа стержня в нижнюю траверсу (наружный диаметр стержня 72 мм, внутренний диаметр нарезки 64,2 мм). В этом месте задолго до аварии возникла трещина, которая к моменту аварии развилаась на глубину до 47 мм (рис. 58). Площадь статического разрушения сечения, т. е. сечения нетто в момент разрыва, оказалась равной всего  $6,9 \text{ см}^2$ .

Последовательность обрушения мачты легко было установить по положению упавших конструкций. Вслед за разрывом дефектного стержня стяжки произошел разрыв (от удвоенной нагрузки и изгиба) второго

стержня. Под воздействием натяжения двух других оттяжек мачта начала падать в противоположную сторону. Произошел перелом ствола мачты в уровне крепления первого яруса оттяжек и разрыв наиболее напряженной оттяжки этого яруса. Вся мачта упала на землю, отделившись

от фундамента. При ее падении на стволе образовались многочисленные вмятины, гофры и местные разрывы металла.

Исследования места разрыва стяжки показали, что он имеет несомненно усталостный характер. Материал винта — сталь ВСт.5 — соответствовал проекту и ГОСТ 380—60. Нарезка винта была выполнена недостаточно тщательно (на нарезке имелись задиры), что как

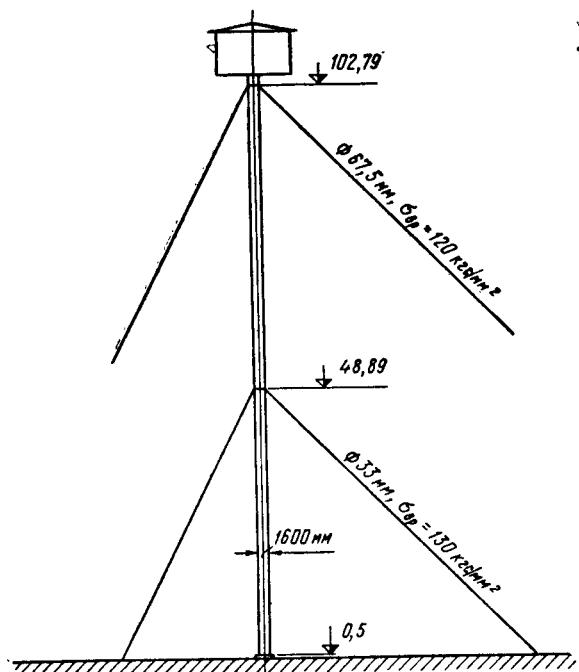


Рис. 57. Радиорелейная мачта

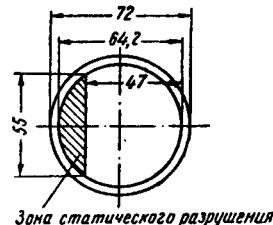


Рис. 58. Поперечное сечение болта стяжки в месте излома

раз могло способствовать образованию усталостной трещины.

В момент аварии усилие в оттяжке было 38 тс. Среднее напряжение, отнесенное к площади хрупкого излома,  $2750 \text{ кгс}/\text{см}^2$ . Расчетное усилие в оттяжке 60 тс, расчетное напряжение, отнесенное к площади нетто (по нарезке) стержня,  $930 \text{ кгс}/\text{см}^2$ . Это напряжение весьма невелико и не могло привести к образованию усталостной трещины даже при наличии указанных дефектов в нарезке.

Поэтому источниками дополнительных напряжений в стержнях стяжки могли быть:

- 1) кручение винтовой стяжки от раскручивания стального каната

оттяжки, что влечет за собой изгиб стержней стяжки. При существующей конструкции анкерного закрепления оттяжек винтовые стяжки соединяются с фундаментными тягами горизонтальным двухсрезным болтом, поэтому шарнирно подвижное соединение они имеют только в вертикальной плоскости; в горизонтальном направлении стяжки оказываются защемленными. От раскручивающих усилий в стержнях стяжки возникает напряжение изгиба

$$\sigma_1 = \frac{3Edf}{2l^2},$$

где  $d$  — внутренний диаметр нарезки стержня;

$f$  — прогиб стержня;

$l$  — длина стержня;

При  $d = 6,4 \text{ см}$ ,  $l = 220 \text{ см}$  и  $f = d$

$$\sigma_1 = \frac{3 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 1000 \cdot 6,4^2}{2 \cdot 220^3} = 2620 \text{ кгс/см}^2.$$

Такое скручивание стяжек было обнаружено у других радиорелейных мачт; при этом стрелка изгиба стержней действительно достигала величины, близкой к их диаметру;

2) изгиб винтов стяжки от несовпадения направлений анкерной тяги и оттяжки в плане. При наличии такого несовпадения в стержнях стяжки возникает дополнительный изгибающий момент, величина которого может быть определена следующим образом. Согласно схеме, приведенной на рис. 59, и ввиду сравнительной малости угла  $\alpha$ , а тем

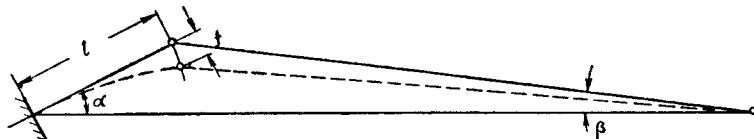


Рис. 59. Схема изгиба стяжки при отклонении ее направления от направления оттяжки (в плане)

более угла  $\beta$  (значение его можно принять равным нулю) изгибающий момент в стержнях стяжки

$$M = N(\alpha l - f_1),$$

где  $N$  — усилие в оттяжке;

$f_1$  — прогиб концов стержней от изгибающего момента  $M$ .

С другой стороны, прогиб

$$f_1 = \frac{M l^3}{3EJ},$$

откуда

$$M = \frac{\alpha l N}{\left(1 + \frac{l^2 N}{3EJ}\right)}.$$

Замерить действительное значение угла  $\alpha$  после аварии мачты не представилось возможным; однако, если принять, что угол  $\alpha$  не превышал допускаемого  $1^\circ$ , то и в этом случае в стержнях стяжки могли возникнуть значительные дополнительные напряжения. При  $N=60 \text{ тс}$ ,  $l=220 \text{ см}$  моменте инерции сечения двух стержней  $J=2 \cdot 81,25=162,5 \text{ см}^4$ .

$$M = \frac{0,0174 \cdot 220 \cdot 60000}{\left(\frac{1+220^2 \cdot 60000}{3 \cdot 2100000 \cdot 162,5}\right)} = 60400 \text{ кгс/см}^2,$$

и дополнительное напряжение

$$\sigma_2 = \frac{M}{W} = \frac{60400}{2 \cdot 0,1 \cdot 6,4^3} = 1150 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $W$  — момент сопротивления стержней стяжки;  $W=2 \cdot 0,1 \cdot 6,4^3$ .

Эти расчеты показывают, насколько необходимо при существующей конструкции стяжек применять для оттяжек мачт нераскручивающиеся стальные канаты и строго следить за совпадением направлений анкерных тяг и оттяжек в плане.

При обследовании винтовых стяжек у мачт на двух эксплуатируемых радиорелейных линиях были обнаружены трещины в нарезке нескольких стержней, аналогичные той, которая привела к аварии мачты.

Авария выявила недостаточную надежность винтовых стяжек существующей конструкции, обнаружить же появление трещин в стержнях стяжки при эксплуатации мачт весьма затруднительно, поэтому институтом Проектстальконструкция были разработаны страховочные приспособления на случай разрыва стержней стяжек, а для новых мачт соответственно была улучшена конструкция стяжек.

## 7. ОБРУШЕНИЕ ВНЕШНЕЙ РАДИОМАЧТЫ

Эта авария произошла 12 ноября 1964 г. в тихую погоду, в полночь. Внезапно обрушилась трехгранная мачта трубчатой (решетчатой) конструкции со стороной сечения 2,3 м (рис. 60). Ствол мачты состоял из 34 секций и имел общую высоту 252,5 м. Мачта удерживалась четырехъярусной системой оттяжек; в каждом ярусе имелось по три оттяжки (лучи  $A$ ,  $B$  и  $C$ ). По технологическим требованиям в каждую сторону оттяжки было включено несколько фарфоровых изоляторов. Арматура изоляторов состояла из сварных рам в виде траверс и швеллеров.

леров и двух тяг из круглых стальных стержней (рис. 61). К концевым фасонкам крепились стальные каиаты.

После обрушения упавшие конструкции мачты расположились на земле следующим образом. Верхняя часть (секции 26—34) двумя половинами легла по направлению к центральной мачте. Секция 34 ударила верхним торцом о землю на расстоянии 30 м от фундамента мачты. Остальная часть мачты четырьмя кусками (секции 1-9, 10-17, 18-21 и 22-25) хаотично упала в направлении продолжения оттяжек луча В. Все оттяжки луча А оказались разорванными. Оттяжка четвертого яруса разорвалась в месте расположе-

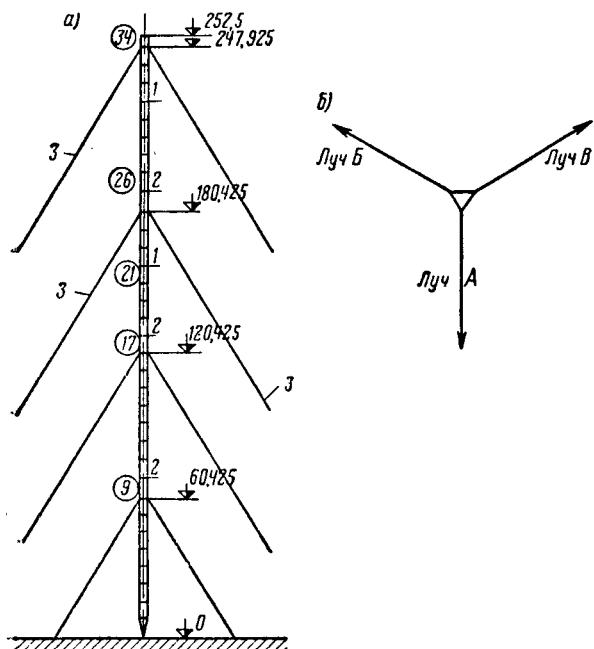


Рис. 60. Внешняя радиомачта  
а — общий вид; б — схема лучей оттяжек; 1 — разъединения; 2 — переломы; 3 — оттяжки; цифры в кружках — номера секций

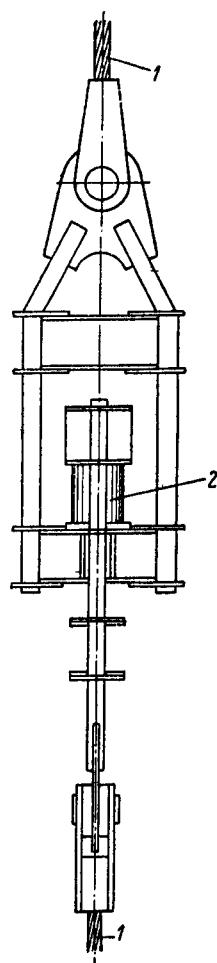


Рис. 61. Схема арматуры оттяжечных изоляторов  
1 — стальной каиат;  
2 — фарфоровый изолятор

ния изолятора марки ИО-70 в 90 м по горизонтальной проекции от фундамента мачты. Оттяжка третьего яруса легла на оттяжку четвертого

яруса, что наглядно доказывало то, что она разорвалась после оттяжки четвертого яруса.

Части разрушенного изолятора оказались в трех местах. Нижняя рама стяжки вместе с одним концом оттяжки упала возле анкерного фундамента второго яруса (*II-A*), фасонка верхней рамы стяжки оказалась у второго конца оттяжки около секции 34, остальная часть верхней рамы стяжки отлетела на расстояние 257 м от центрального фундамента и 158 м от анкерного фундамента четвертого яруса (*IV-A*) и была обнаружена лишь после длительных и тщательных поисков. Все оттяжки луча *B*, кроме оттяжки четвертого яруса, оказались также оборванными; оттяжка первого яруса легла поверх оттяжки второго яруса.

В одной из тяг верхней рамы разрушившейся стяжки была обнаружена сквозная трещина хрупкого характера. Площадь статического разрушения занимала около 20% всей площади излома.

На основании обследования упавших конструкций представилось возможным установить следующую картину обрушения мачты. После разрыва оттяжки четвертого яруса луча *A* сломалась верхняя часть

мачты; верхним концом этой оттяжки была перебита оттяжка третьего яруса луча *B*; в результате этого остальная часть мачты, обрушаясь последовательно ярусами, упала в направлении продолжения луча *B*.

Исследованиями в ЦНИИСК лопнувшей тяги установлено, что очагом зарождения усталостной трещины явился кольцевой шов (у кратера), соединяющий планку траперсы. Качество металла тяги соответствовало проекту; сталь марки ВСт.Зсп (0,20% С, 0,52% Mn, 0,23% Si, 0,019% P, 0,029% S), временное сопротивление 52—54,6 кгс/мм<sup>2</sup>, предел текучести 30,2—34,8 кгс/мм<sup>2</sup>, относительное удлинение на гагаринских образцах 30,9—31,9%.

Ввиду особенностей нагружения мачты усилие в оттяжке *IV-A* было почти постоянным, мало зависело от ветра и гололеда), т. е. эта оттяжка всегда работала на усилие, близкое к расчетному, при неизбежных вибрациях оттяжек от ветра. Это способствовало образованию первичной усталостной трещины в месте высокой концентрации напряжений (незаваренный кратер сварного шва). В дальнейшем эта трещина развилаась до катастрофических размеров.

Ровно через два месяца, т. е. 12 января 1965 г., в 22 ч на том же объекте произошел обрыв оттяжки третьего яруса луча *A* другой внешней мачты, который не повлек за собой обрушения всей мачты. Авария

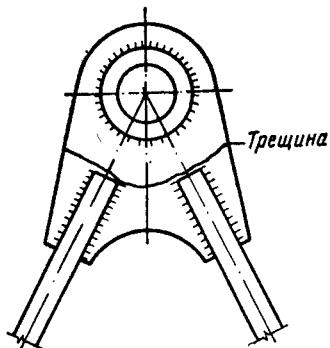


Рис. 62. Место разрушения фасонки рамы изолятора

случилась при ветре со скоростью 14 м/сек и температуре воздуха —23°C. Перед обрывом наблюдались сильные колебания оттяжек и ствола мачты. Разрыв оттяжки произошел в месте крепления арматуры изолятора марки ИО-40 в лацменном узле. Разорвалась фасонка арматуры изолятора на уровне концов вваренных в нее круглых тяг (рис. 62), т. е. в месте высоких напряжений. В этом случае разрывы фасонки оказались свежими; старых трещин в ней не было обнаружено.

Обе эти аварии показали ненадежность примененной конструкции арматуры изоляторов в оттяжках радиомачт. В настоящее время разработана улучшенная конструкция арматуры изоляторов, в которой устранены места высокой концентрации напряжений. Испытания новой арматуры в ЦНИИСК на знакопеременные усилия показали достаточную надежность ее в описанных выше условиях. Была также уточнена методика расчета арматуры изоляторов на выносливость.



## 1. ОБРУШЕНИЕ ПОГРУЗОЧНОЙ ЭСТАКАДЫ ВЕРХНЕ-ТАГИЛЬСКОЙ ГРЭС

Стальная погрузочная эстакада № 4 Верхне-Тагильской ГРЭС с двумя лентами конвейеров представляла собой наклонную (угол наклона  $16^{\circ} 40'$ ) двухпролетную галерею с разрезными пролетными строениями (рис. 63). Эстакада являлась главным трактом питания углем бункеров ГРЭС и соединяла корпус дробления угля с главным корпусом ГРЭС. Стальные конструкции эстакады (пролетные строения и опоры)

были изготовлены и смонтированы в 1954 г. Эксплуатировалась эстакада с мая 1956 г.

24 декабря 1958 г. в 20 ч 50 мин во время работы обоих конвейеров при температуре наружного воздуха  $-38-40^{\circ}\text{C}$  и небольшом ветре (5 м/сек) произошло внезапное обрушение второго (по ходу движения угля) пролетного строения эстакады. При падении пролетного строения на землю были оборваны обе конвейерные ленты и коммуникации, проходившие внутри галереи.

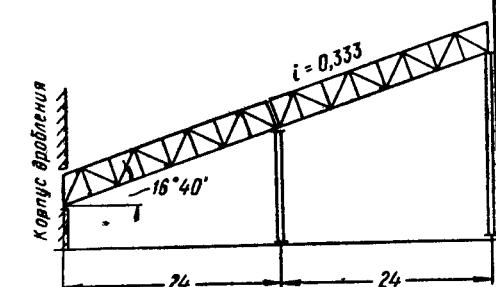


Рис. 63. Погрузочная эстакада ГРЭС

рей. Стальная опора, находившаяся у главного корпуса, осталась на месте, верх ее отклонился внутрь пролета на расстояние около 100 м.м. Вторая опора (средняя) получила небольшие повреждения в местах примыкания стальных ферм обрушившегося пролетного строения.

При осмотре упавших конструкций были обнаружены хрупкие разрывы по основному металлу ряда элементов поясов и решетки ферм, а также фасонок связей и решетки; разрушений сварных соединений не было.

По расположению упавших конструкций представилось возможным установить последовательность их обрушения.

Обрушение пролетного строения началось с разрыва нижнего пояса

(посередине пролета) или верхнего опорного раскоса правой фермы. В результате разрыва одного из этих элементов произошли резкая просадка правой фермы, наклон, а затем и обрушение ее. Падая, она увлекла за собой и левую ферму. Такая последовательность обрушения пролетного строения эстакады подтверждается тем, что элементы настила галереи уперлись в завал правыми концами, конструкции правой фермы оказались внизу завала, а левой — вверху.

Проверочный расчёт конструкций эстакады на нагрузки, которые могли действовать в момент аварии, с учетом фактических сечений элементов показал, что напряжения в элементах упавшей фермы не превышали  $1644 \text{ кгс}/\text{см}^2$  (допускаемое напряжение  $1600 \text{ кгс}/\text{см}^2$ ).

Контрольные испытания металла подтвердили, что упавшие конструкции были изготовлены в соответствии с указаниями проекта из стали марки Ст.Зкп (временное сопротивление  $46,2$ — $53,7 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , предел текучести  $30,6$ — $34,7 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , относительное удлинение на гагаринских образцах  $26,6$ — $35\%$ ). Дополнительные испытания показали, что при температуре  $-50^\circ\text{C}$  примененная для конструкций эстакады сталь имела ударную вязкость ниже  $1 \text{ кгс}/\text{см}^2$ .

Все собранные материалы дали основание комиссии сделать вывод, что причиной внезапного обрушения пролетного строения эстакады явился хрупкий разрыв при весьма низкой температуре (до  $-40^\circ\text{C}$ ) одного из элементов правой фермы из-за хладноломкости стали марки Ст.Зкп.

Это была первая авария, которая заставила обратить внимание на возможность внезапного разрушения стальных конструкций при низких температурах и относительно невысоких напряжениях в том случае, если конструкции изготовлены из стали марки Ст.Зкп.

Для повышения надежности сохранившегося пролетного строения эстакады было решено снизить рабочие напряжения в его элементах путем подведения под него дополнительных промежуточных стоек на постоянных фундаментах.

Ввиду необходимости самого срочного восстановления эстакады топливоподачи новое пролетное строение было изготовлено по первоначальному проекту из имевшегося на заводе металлопроката — стали марки Ст.Зкп. Однако для снижения рабочих напряжений в фермах этого пролета для галереи были применены легкие ограждающие конструкции. В этом случае фактическая нагрузка на фермы составила только  $60\%$  первоначальной расчетной.

В дальнейшем институтом Теплоэлектропроект было дано указание для стальных конструкций эстакад тепловых электростанций, сооружаемых в районах с расчетной температурой ниже  $-30^\circ\text{C}$ , применять сталь марки Ст.Зсп.

Более широкие мероприятия по предупреждению хрупких разрушений строительных конструкций при низких температурах были разрабо-

таны после второй аварии транспортерной галереи, которая произошла в конце 1960 г. на Карагандинском металлургическом заводе (см. стр. 116).

## 2. ОБРУШЕНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ НА КРИВОРОЖСКОМ ГОРНО-ОБОГАТИТЕЛЬНОМ КОМБИНАТЕ

В 1962 г. произошло обрушение двух пролетов пятипролетной транспортерной галереи на Криворожском горно-обогатительном комбинате. Авария произошла вследствие неправильного выполнения в натуре закрепления ферм на промежуточных опорах, предусмотренного в чертежах КМ.

Проект галереи, включая чертежи стальных конструкций на стадии КМ, был разработан институтом Приднепровский Промстройпроект. Чертежи КМД и стальные конструкции галереи были изготовлены Днепропетровским заводом металлоконструкций № 2.

По проекту каждая ферма должна была опираться на наклонную плоскость столиков опор через специальные прокладки, привариваемые к нижнему поясу заводскими сварными швами (рис. 64). Возникающая при загружении фермы скатная составляющая опорного давления, равная по расчету 34,5 тс, должна была восприниматься монтажными сварными швами путем приварки указанных прокладок к наклонным листам опорных столиков. Временное закрепление фермы на время монтажа было предусмотрено четырьмя монтажными болтами (по два болта в каждом опорном узле) и упорной планкой.

При разработке чертежей КМД опорные планки поместили на одном месте с опорой, не указав на необходимость приварки их к опорам и к нижним поясам ферм. Монтажные болты были поставлены неполностью и в отверстия большего диаметра, чем по проекту. Фактическая величина опорных давлений ферм двух смежных пролетов на промежуточную опору в момент обрушения составляла 190 тс; их скатная составляющая при угле наклона галереи  $14^\circ$  была равна  $0,242 \cdot 190 = 46$  тс и оказалась больше или равной силе трения по плоскости касания нижних поясов ферм и опорных столиков. Сила трения могла быть равна  $(0,15 - 0,25) \cdot 190 = 29 - 47$  тс. Для нарушения равновесия и, следовательно, обрушения смонтированных конструкций достаточно было незначительного случайного внешнего воздействия. Расчетное опорное давление двух ферм было равно 284 тс, а скатная составляющая  $0,242 \cdot 284 = 69$  тс, т. е. фактические нагрузки на галерею в момент ее обрушения составляли всего 66% расчетных.

Причиной этой аварии явилась грубая ошибка, допущенная при разработке чертежей КМД галереи из-за неосознанной конструктором и инженером, проверяющими чертеж, важности надежного прикрепления промежуточной опорной планки к нижним поясам ферм и опорному

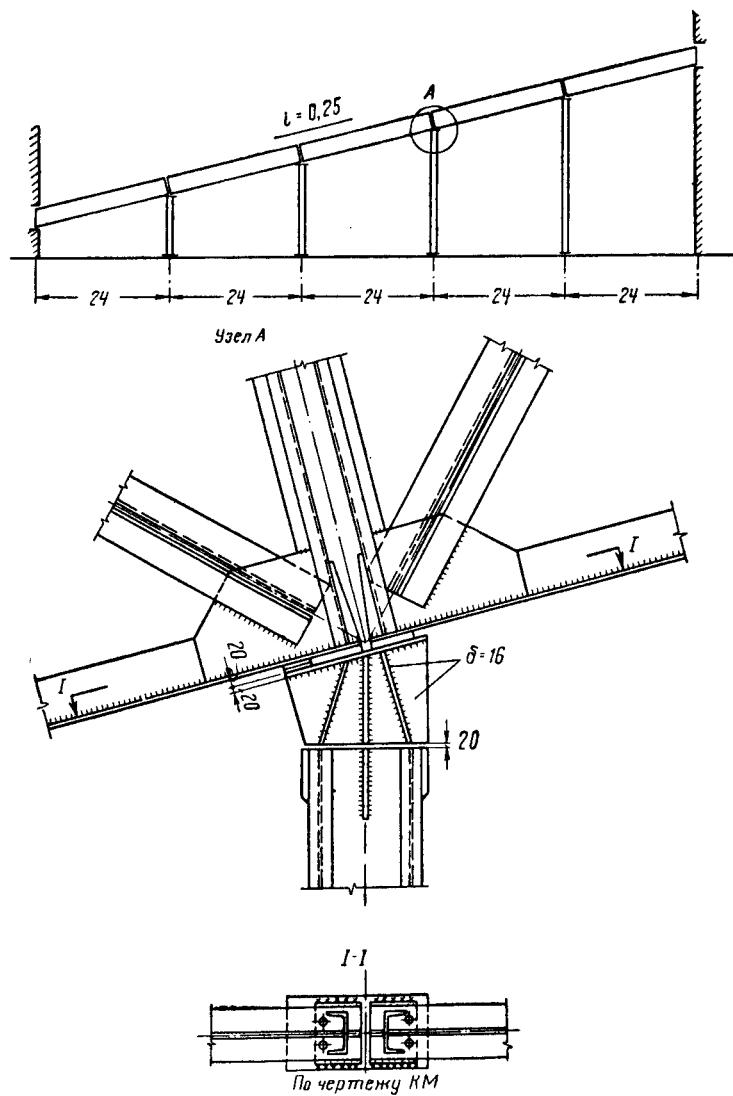


Рис. 64. Схема транспортерной галереи горно-обогатительного комбината

столику опоры. Ответственность подобных соединений следует особо подчеркивать в чертежах КМ специальными примечаниями, привлекая к ним внимание всех лиц, которые будут в дальнейшем пользоваться чертежами.

### 3. ОБРУШЕНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ НА КАРАГАНДИНСКОМ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОМ ЗАВОДЕ

На Карагандинском металлургическом заводе в начале зимы 1960 г. внезапно обрушился крайний пролет большой трехпролетной горизонтальной транспортерной галереи (рис. 65). Длина галереи  $41,5 + 30 + 41,5 = 113$  м. В поперечном сечении галерея имеет размер  $18 \times 5,65$  м; высота ее от земли до пола 15,6 м. Пролетные строения высотой 6,7 м —

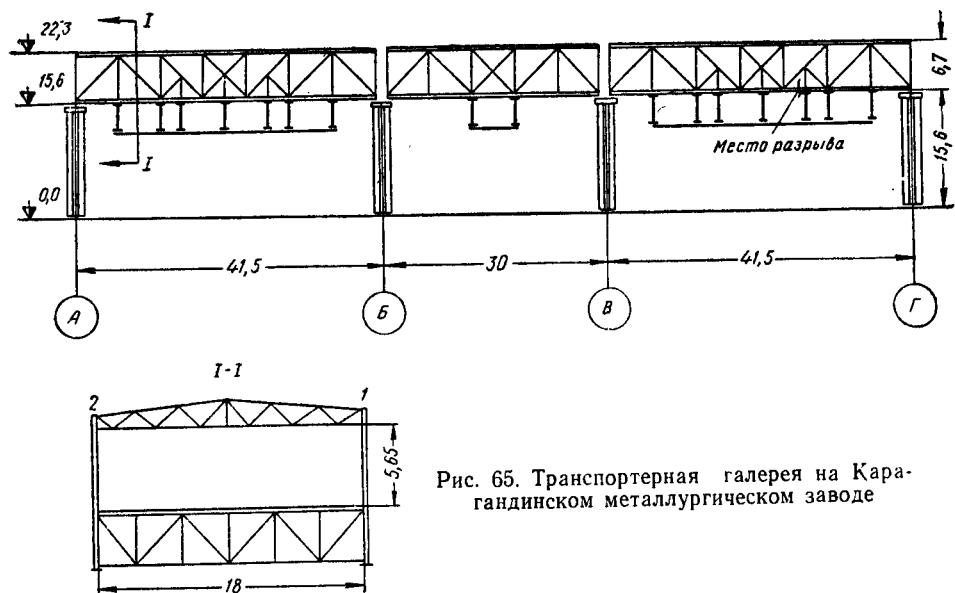


Рис. 65. Транспортерная галерея на Карагандинском металлургическом заводе

разрезные, с треугольной решеткой — опираются на стальные колонны через литые опорные части (подвижные и неподвижные) мостового типа. Стены галереи выполнены из волнистых асбестоцементных листов с минераловатным утеплителем; кровля и пол — из сборных железобетонных плит, частично из монолитного железобетона, утепленных легким бетоном толщиной 100 мм. Нижние пояса главных ферм находились в непосредственном соприкосновении с наружным воздухом и могли охлаждаться до его температуры. Зимой галерея отапливалаась; мини-

мальная температура внутри галереи по проекту должна была быть не менее 5°C.

Пояса и раскосы упавшей фермы имели Н-образное сечение. Наиболее мощное сечение нижнего пояса состояло из горизонтальной полосы 600×30 мм и двух вертикальных полос 500×30 мм.

Осмотром упавших конструкций установлено, что авария произошла в результате разрыва нижнего пояса фермы по оси 2 в узле близ середины пролета. Концы пояса в месте этого разрыва разошлись на 2 м. Другие разрывы поясов фермы возникли, по-видимому, от удара фермы о землю. Значительной раздвижки концов этих элементов в местах разрывов не было обнаружено.

Разрушения поясов произошли по основному металлу вблизи узлов; заводские и монтажные стыки поясов остались целыми. При падении ферма по оси 2 сдвинула наружу колонну ряда Г и потянула за собой ферму по оси 1, которая и легла поверх ранее обрушившихся конструкций.

По проекту галерея должна была быть оборудована четырьмя конвейерами шириной по 1200 мм; в действительности были смонтированы только два конвейера (ближе к ферме по оси 1), из которых в момент аварии работал только один. Наружная температура воздуха во время аварии была —15°C, максимальная скорость ветра 8 м/сек (скоростной напор 4 кгс/м<sup>2</sup>). Снеговой покров на кровле галереи был незначителен.

Согласно проверочному расчету, напряжения в разорвавшемся элементе нижнего пояса фермы не превышали 1030 кгс/см<sup>2</sup>, т. е. составляли всего 50% расчетного сопротивления стали марки Ст.3. Конструкция узла фермы в месте разрыва была обычной. Чрезмерных остаточных сварочных напряжений и чрезмерной концентрации напряжений конструкция не должна была испытывать.

С другой стороны, при монтаже конструкций были допущены отступления от проекта и некоторые дефекты. При осмотре конструкций галереи были обнаружены заваренные трещины в металле, погнутые элементы решетки и поясов, неоправданная замена болтов для крепления опорных частей ферм к опорным плитам балансиров сварными швами. Однако эти нарушения технических требований в данных условиях не могли быть причиной аварии.

По заключению комиссии основной причиной хрупкого разрушения металла явилось низкое качество стали.

Стальные конструкции галереи были изготовлены Макеевским заводом металлоконструкций. Для поясов главных ферм галереи была применена кипящая сталь марки Ст.3 группы А по ГОСТ 380—50 без дополнительных гарантий в отношении содержания углерода, фосфора и серы, что являлось отступлением от проекта (сталь поставлялась Днепродзержинским металлургическим заводом). По сертификатам содер-

жение углерода в ковшовой пробе стали, из которой был прокатан универсал для поясов ферм, находилось на верхнем пределе 0,2—0,22%. Контрольные анализы показали, что из 126 образцов 70% содержат углерода более 0,22% (до 0,38% вблизи места разрушения); из 110 образцов 40% содержат серы выше 0,055% (до 0,1%). Ударная вязкость стали даже при 0°C оказалась весьма низкой — 2,5—4,2 кгсм/см<sup>2</sup>, а при —8°C не превышала 1,2 кгсм/см<sup>2</sup>.

Дополнительно были исследованы микроструктура универсальной стали и распределение серы путем снятия отпечатков по методу Баумана. На шлифе образца, взятого из средней части сечения полос толщиной 30 мм, вблизи места разрыва, площадь, занятая перлитом, составила более половины общей площади, и, следовательно, содержание углерода в этом месте превышало 0,4%. Это подтверждало данные химического анализа. Отпечатки подтвердили также высокое содержание в стали серы и неравномерное ее распределение по сечению полос (большое скопление серы в средней части сечения).

Таким образом, всесторонние исследования металла показали, что примененные для поясов ферм эстакады полосы толщиной 30 мм были прокатаны из кипящей стали марки Ст.3 и соответствуют группе А по ГОСТ 380—50 без гарантированного химического состава. Такая сталь непригодна для изготовления сварных конструкций, особенно работающих при отрицательных температурах.

Авария наглядно показала, что сталь марки Ст.3kp, выплавляемая в больших мартеновских печах и разливаемая на слитки большого веса, обладает значительной неравномерностью в распределении по объему слитка углерода, фосфора и серы, что придает такой стали повышенную хладнохрупкость.

После этой аварии ЦНИИСК и институтом Проектстальконструкция были разработаны и затем утверждены Госстроем СССР специальные указания по применению различных марок стали в строительных металлоконструкциях и конструктивные мероприятия против хрупкого разрушения (инструктивное письмо Госстроя СССР от 28/XII 1961 г. № 17-1334 «О назначении марок и условий поставки стали для строительных конструкций и конструктивных мероприятий по предупреждению хрупкого разрушения стальных конструкций»). В 1962 г. эти указания были включены в СНиП II-B.3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Согласно современным нормам, для основных конструкций покрытий (стропильных и подстропильных ферм), главных ферм пролетных строений эстакад и транспортерных галерей, эксплуатируемых при расчетной температуре ниже —30°C, должна применяться углеродистая сталь марки ВСт.3сп (ГОСТ 380—60\*) или низколегированная; для тех

же конструкций, эксплуатируемых при температуре  $-30^{\circ}\text{C}$  и выше, разрешается использовать сталь марки ВСт.Зпс (полуспокойную).

При пересмотре ГОСТ 380—60 в 1965 г. на сталь углеродистую обыкновенного качества по настоянию строителей введены: для стали марок ВСт.Зсп и ВСт.Зпс — дополнительные (по требованию заказчика) испытания на ударную вязкость ( $\alpha_k$ ) при температуре  $-20^{\circ}\text{C}$  всего металлократа толщиной от 10 до 25 мм (браковочная норма  $\alpha_k = 3 \text{ кгс} \cdot \text{м}/\text{см}^2$ ) и контрольный анализ химического состава стали в готовом прокате (одна проба на партию).

#### 4. ОБРУШЕНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ СОЛИГОРСКОГО КАЛИЙНОГО КОМБИНАТА № 1

Обрушение транспортерной наклонной галереи на строительстве Солигорского калийного комбината № 1, которое случилось в апреле 1963 г., является крупной аварией, произшедшей в результате грубых нарушений правил и норм производства строительно-монтажных работ. Эти нарушения были допущены инженерно-техническими работниками, осуществлявшими строительство галереи, — начальниками строительно-монтажного участков, производителем работ и мастером по монтажу стальных конструкций.

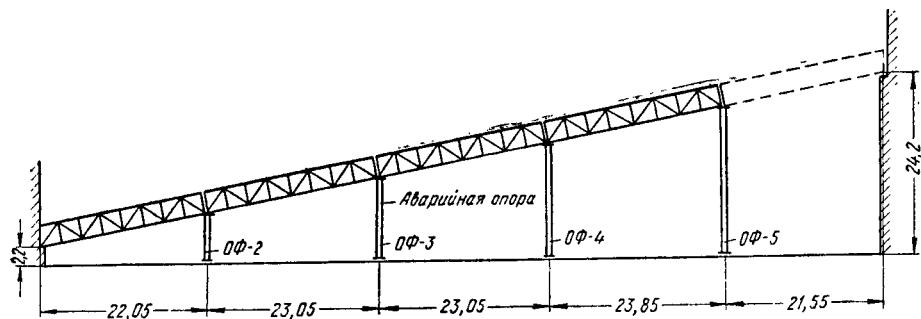


Рис. 66. Схема транспортерной галереи к моменту аварии  
ОФ-2 — ОФ-5 — стальные опоры

Транспортерная галерея от перегрузочного узла № 1 к главному корпусу обогатительной фабрики (рис. 66) — самая большая галерея на Солигорском калийном комбинате № 1; она имеет пять пролетов длиной по 22,05—23,85 м, перекрытых стальными разрезными пролетными строениями, которые опираются на четыре стальные плоские опоры высотой от 6,6 до 20 м; ширина галереи 8 м. Стены галереи выполнены из

асбошиферных волнистых листов, пол и кровля — из сборных железобетонных плит. Нижний конец галереи опирается на кирпичные пиластры у стены перегрузочного узла; в этом месте галерея имеет неподвижные опоры. Подвижные катковые опоры сделаны на верхнем конце галереи, опирающемся на стену главного корпуса обогатительной фабрики. Пролетные строения галереи расположены с уклоном 11°.

К моменту аварии строительство галереи не было закончено: были установлены только четыре стальные опоры и четыре пролетных строения; по нижним и верхним поясам смонтированных ферм уложены прогоны и горизонтальные связи; монтаж конструкций пятого пролета не был начат.

Конструкции галереи были смонтированы с большими отклонениями от проекта и с недоделками.

Решетка опор *ОФ-2*, *ОФ-3*, *ОФ-4* и *ОФ-5* не имела дополнительных распорок в уровнях пересечения раскосов (рис. 67), а опора *ОФ-3* не имела и основной распорки, расположенной между двумя «крестами» раскосов; одиночные уголки раскосов не были соединены между собой

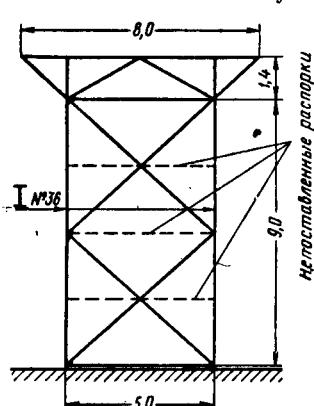


Рис. 67. Схема опор галереи

в местах пересечения. При сооружении фундаментов под опоры *ОФ-2* и *ОФ-3* анкерные болты были размещены иначе, чем отверстия в опорных башмаках стоек опор, поэтому башмаки были закреплены на фундаментах прижимными стальными планками, поставленными по контуру опорных листов.

В смонтированных конструкциях пролетных строений галереи отсутствовали ригели портальных рам, расположенных у опор, не были поставлены некоторые элементы продольных связей, не все элементы связей были надежно закреплены болтами, как указывалось в проекте.

Несмотря на эти недоделки, по верху и по низу трех первых пролетных строений были уложены железобетонные плиты, за исключением плит в крайних панелях, которые пропустили, чтобы в дальнейшем установить отсутствовавшие ригели портальных рам.

Непосредственно перед аварией на галерее производилась укладка асфальта по кровельным плитам второго пролета. В третьем пролете асфальт был уже уложен как по верхним, так и по нижним плитам.

Обрушение галереи произошло совершенно неожиданно, без каких-либо видимых причин. В результате аварии оказались на земле и вышли из строя все смонтированные конструкции. Упал на землю и нижний

конец первого пролетного строения галереи, который опирался на кирпичные пилыстры; пилыстры также частично разрушились.

Изучение расположения обрушившихся конструкций, характера деформаций стальных опор и пролетных строений позволило установить причину аварии: потеря устойчивости при продольном изгибе стойками опоры ОФ-3, в решетке которой отсутствовали не только вспомогательные, но и основная распорки.

При отсутствии распорок крестовая система решетки опоры ОФ-3 превращалась в двухраскосную, в которой раскосы должны были работать как на растяжение, так и на сжатие. Раскосы опоры были выполнены из одиночных уголков, их гибкость превышала 400. Очевидно, такие раскосы не были в состоянии воспринимать какие-либо сжимающие усилия. Поэтому для стоек опоры ОФ-3 при анализе их работы на продольный изгиб следует принимать свободную длину, равную высоте стойки опоры до верхнего решетчатого ригеля, т. е. 9 м. Ввиду некоторой неопределенности степени защемления стойки в узле ее примыкания и верхнему решетчатому ригелю для вычисления критической нагрузки можно принять следующие расчетные схемы закрепления концов стойки:

1) нижний конец стойки защемленный, верхний конец — шарнирный.  
В этом случае критическая нагрузка (по формуле Эйлера)

$$P_{kp} = \frac{\pi^2 E J}{(0,7 l)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 516}{(0,7 \cdot 900)^2} = 27 \text{ т};$$

2) оба конца стойки защемленные. Критическая нагрузка

$$P_{kp} = \frac{\pi^2 E J}{(0,5 l)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 516}{(0,5 \cdot 900)^2} = 53 \text{ т}.$$

Фактическая нагрузка на стойку опоры ОФ-3 в момент аварии была равна 39 т (с коэффициентом перегрузки К-1,1 43 т). Эта нагрузка складывалась из веса стальных конструкций пролетного строения 9,9 т, веса железобетонных плит 21,1 т, веса асбоциферных стен 0,8 т и веса асфальтового покрытия 7,2 т. Фактическая нагрузка на стойку достигала примерно полусуммы приведенных выше критических нагрузок и была действительной критической нагрузкой для стоек опоры ОФ-3.

Приводим поверочный расчет на устойчивость опоры ОФ-3 по современным нормам проектирования.

Сечение стойки — двутавр № 36; площадь сечения 61,9 см<sup>2</sup>.

Расчетная гибкость стойки с закреплением концов по первой схеме:

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot 900}{2,89} = 218, \varphi = 0,16;$$

условное напряжение

$$\sigma = \frac{43\,000}{0,16 \cdot 61,9} = 4350 \text{ кгс/см}^2 > 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетная гибкость стойки с закреплением концов по второй схеме:

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot 900}{2,89} = 155, \quad \varphi = 0,31$$

условное напряжение

$$\sigma = \frac{43\,000}{0,31 \cdot 61,9} = 2250 \text{ кгс/см}^2 > 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

При расследовании причин аварии была выдвинута версия обрушения галереи, согласно которой опора ОФ-3 потеряла устойчивость вследствие перегрузки ее железобетонными плитами и асфальтом, а вследствие смещения ее верха, вызванного падением первого пролета из-за разрушения кирпичных пилляр.

Поводом для этой версии послужили следующие обстоятельства. Нижние крайние опоры галереи были выполнены в виде кирпичных пилляр сечением  $640 \times 770 \text{ мм}$ , высотой  $2,2 \text{ м}$ , примыкающих к стене здания перегрузочного узла № 1. Опорные башмаки пролетного строения располагались на бетонных подушках тех же размеров в плане, что и сечение пиллястры, высотой  $300 \text{ мм}$  и крепились к ним четырьмя анкерными болтами. С наружной и передней сторон пиллястры были облицованы горынским кирпичом толщиной  $130 \text{ мм}$ . Арматурных стальных сеток в кладке пилляр проектом не было предусмотрено, бетонные опорные подушки не были заложены в толщу стен. Правая (по ходу галереи) пиллястра имела с 1962 г. вертикальную трещину между облицовкой и основной кладкой на высоту двух кирпичей. В связи с этим было принято решение усилить пиллястры обоймами, и в стене для этой цели были сделаны отверстия, но усиление пиллястр к моменту аварии выполнено не было. Все эти обстоятельства вызывали сомнение в надежности пиллястр.

Однако против того, что первоначально разрушились пиллястры, говорят следующие факты. Действительная нагрузка на пиллястру в момент аварии была не более  $18 \text{ т}$  (при коэффициенте перегрузки  $K=1,1$ ) и составляла всего  $40\%$  расчетной. Краевые наибольшие напряжения в кладке были не более  $6,7 \text{ кгс/см}^2$ , или в  $2,5$  раза ниже ее расчетного сопротивления ( $16,5 \text{ кгс/см}^2$ ). Разрушение пиллястр при столь низких напряжениях могло произойти лишь в случае крайне низкого качества кладки; однако качество этой кладки лицами, осматривавшими пиллястры после аварии, было признано удовлетворительным. Рабочие — очевидцы аварии, оказавшиеся в этот момент на втором пролете галереи и падавшие вместе с конструкциями, показали, что обрушение галереи началось в конце второго пролета и никакого предварительного толчка со стороны первого пролета они не ощущали.

Все это дает основание считать, что частичное разрушение кирпичных пилонов произведено торцом падавшего первого пролетного строения, когда оно было стянуто с пилонами горизонтальными усилиями, возникшими при падении второго пролетного строения, вслед за деформацией опоры *ОФ-3*.

Проверка показала, что организация работ по строительству галерей была крайне неудовлетворительной.

Стальные конструкции галерей изготавливались на заводе металлоконструкций монтажного треста в Минске и доставлялись на площадку автотранспортом. Поэлементного учета конструкций на складе не было. Конструкции опор галерей поставлялись некомплектно; недостающие распорки были доставлены на площадку лишь после того, как опоры *ОФ-2*, *ОФ-3* и *ОФ-4* были уже смонтированы; к тому же эти распорки на площадке затерялись и не были установлены к моменту аварии.

Инженерно-технические работники, руководившие монтажом конструкций галерей, хотя и имели высшее и среднее техническое образование, но по другим, нестроительным специальностям. Никаких дополнительных теоретических знаний по монтажу строительных конструкций в период практической деятельности они не получили.

На площадке отсутствовал рабочий проект производства работ по монтажу строительных конструкций, который особенно был нужен для случая, когда работу выполняли малоквалифицированные исполнители.

Монтаж железобетонных плит и другие строительные работы были начаты и производились строительным управлением без приемки стальных конструкций от монтажной организации; эти конструкции даже не были закончены монтажом.

Все эти упущения в организации строительства транспортерной галереи Солигорского калийного комбината № 1 являются прямыми нарушениями действующих норм и правил производства работ по монтажу стальных и сборных железобетонных конструкций и по существу должны рассматриваться как основная причина аварии галерей.

После аварии Ленинградское отделение института Проектстальконструкция выполнило проверочный расчет и обследовало все транспортерные галереи, построенные на Солигорском калийном комбинате по проектам института Госгорхимпроект. В результате были выявлены серьезные дефекты в проектах галерей, в том числе и упавшей. Проверочные расчеты пylonов упавшей галереи, а также отдельных узлов пролетных строений показали, что как в строительных чертежах, так и при разработке чертежей КМД были приняты такие решения, которые даже при отсутствии дефектов в изготовлении и монтаже впоследствии при полной нагрузке конструкций могли привести к обрушению галерей.

После обследования галерей все их слабые элементы и узлы были усилены.

## 5. ОБРУШЕНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ № 1 НА КАЧКАНАРСКОМ ГОРНО-ОБОГАТИТЕЛЬНОМ КОМБИНАТЕ

Эта авария произошла 9 ноября 1964 г. при мягкой безветренной зимней погоде (температура наружного воздуха  $-10^{\circ}\text{C}$ ); снега на кровле галереи не было.

Транспортерная галерея № 1 предназначалась для подачи концентрата из корпуса обогащения в здание шихтовых бункеров агломерационной фабрики комбината и имела четыре пролета общей длиной 92 м, перекрытых стальными разрезными решетчатыми фермами с параллельными поясами высотой 3,6 м. Первое пролетное строение длиной 22,8 м расположено наклонно, три остальные длиной последовательно 18, 24 и 24 м с консолью 2,9 м (рис. 68) — почти горизонтально. Все промежуточ-

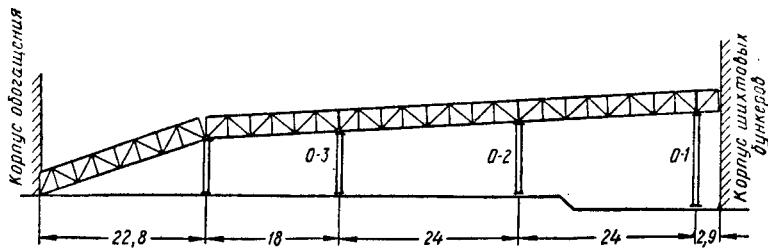


Рис. 68. Транспортерная галерея на Качканарском горно-обогатительном комбинате  
O-1, O-2, O-3 — опоры галереи

ные опоры стальные; ограждающие конструкции: кровля и пол — из сборных железобетонных плит, стены — из крупноразмерных легкобетонных панелей.

От других стальных транспортерных галерей, построенных на комбинате, галерея № 1 отличалась конструкцией опорных рам. Каждая рама, поддерживающая пролетное строение, состояла из трех отправочных элементов (рис. 69); два отправочных элемента включали в себя по две стойки двутаврового сечения с двумя полураскосами и половиной распорки, третий отправочный элемент — верхняя поперечная ферма. При расстоянии между фермами 9,5 м расстояние между вертикальными стойками было принято 4,5 м.

Галерея № 1 строилась в два этапа. Первый (наклонный) пролет был построен и введен в эксплуатацию по временной схеме в сентябре 1963 г. Строительные работы по остальной части галереи были закончены в мае 1964 г. Перед аварией производились наладка и пробный пуск одного ленточного конвейера, второй конвейер не был смонтирован.

Внезапно через 1—2 мин после вынужденной остановки конвейера произошло обрушение двух пролетных строений длиной по 24 м и двух промежуточных опор  $O-1$  и  $O-2$ . Из общего веса стальных конструкций 147,8 т обрушились 81,6 т. Общий вес обрушившихся конструкций составил 650 т. Все упавшие стальные конструкции были сильно деформированы, их элементы имели многочисленные разрывы, преимущественно по основному металлу.

На основании осмотра упавших конструкций и по их взаимному расположению представилось возможным установить последовательность обрушения.

Вследствие внезапной потери устойчивости опорой  $O-2$  началось обрушение правых (по движению конвейера) ферм, опирающихся на эту опору пролетных строений; при этом произошли большие деформации поперечной фермы опоры и левой стойки. Падавшими конструкциями эта стойка в дальнейшем была перебита и оторвана от фундамента. При падении консольного пролетного строения его концом, со стороны здания шихтовых бункеров, были изогнуты поперечная ферма и стойки опоры  $O-1$ , которые потеряли устойчивость; пролетное строение вместе с поперечной фермой упало на землю. После падения пролетного строения изогнутые стойки опоры  $O-1$  были отжаты его консольным концом к стене здания шихтовых бункеров и сорваны с анкерных фундаментных болтов. Фактическая нагрузка на галерею, установленная замерами и взвешиванием конструкций, составляла к моменту аварии только 73% расчетной.

Проект галереи и чертежи КМ стальных конструкций были разработаны Уралпромстройпроектом, чертежи КМД — Нижне-Тагильским заводом металлоконструкций, которым изготавливались все стальные конструкции галерей.

По проекту стальные конструкции галереи должны были быть изготовлены из стали марки ВСт.Зпс по ГОСТ 380—60. Согласно сертификатам завода, значительная часть конструкций была изготовлена из лучшей стали — марки ВСт.Зсп. Контрольные испытания металла обрушившихся конструкций это подтвердили.

Обследованием упавших конструкций, проверкой чертежей и расчетов, изучением конструкций транспортеров и приводной станции было установлено:

1. Рабочие чертежи КМД соответствовали чертежам КМ; произве-

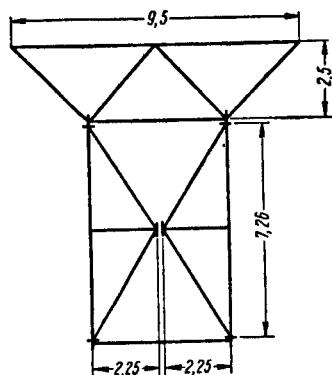


Рис. 69. Схема опоры галереи

денные замены профилей отдельных элементов не снижали их несущей способности, в частности замена двух уголков  $250 \times 250 \times 18$  мм (площадь сечения  $175,4 \text{ см}^2$ ) в опорных подкосах поперечных ферм опор на два уголка  $200 \times 200 \times 25$  мм (площадь сечения  $188,6 \text{ см}^2$ ).

2. Прямых ошибок в расчетах конструкций нет.

3. По своей конструкции конвейер при внезапной остановке не мог создать усилие вдоль галереи более 12 тс.

Сколько-нибудь серьезных упущений в производстве строительно-монтажных работ первоначально не было выявлено (строительная часть галереи была сдана по акту с оценкой «хорошо»); отмечались недостатки в отдельных местах монтажной сварки, в сооружении одного фундамента под опору О-2: он был забетонирован на 22 см ниже проектной отметки; конструкции опоры монтировались на ростверке из рельсов, который в дальнейшем был забетонирован.

Консоли, посредством которых стенные панели верхнего яруса должны опираться на стойки главных ферм, при монтаже были перенесены ниже места их приварки на заводе (из-за большей высоты панелей, чем по проекту). Работы по переделке консолей были выполнены небрежно. Это дало основание предположить, что авария произошла из-за изгиба стоек и потери устойчивости элементами верхнего пояса ферм. Но такое предположение пришлось отклонить, так как потеря местной устойчивости поясами ферм не было обнаружено; элементы верхних

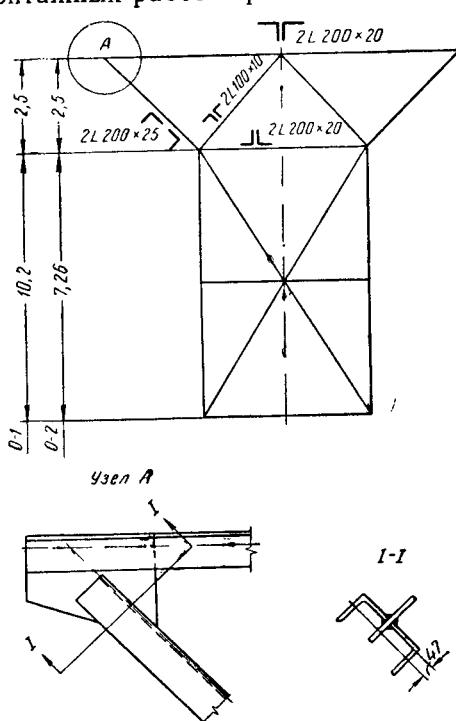


Рис. 70. Конструкция поперечной рамы опоры

поясов в узлах, где крепились стойки, и после падения остались прямыми.

Дополнительным обследованием конструкций галереи были выявлены серьезные конструктивные недостатки ее опор: крепление корытообразных опорных раскосов из двух уголков  $200 \times 200 \times 25$  мм к одной ферме

сонке фланговыми швами (рис. 70), эксцентрично расположеными по отношению к оси элемента ( $e=4,7 \text{ см}$ ), эксцентричное опирание торцами опорных подкосов на стойки опор, одностенчатые сечения всех элементов поперечных ферм при двухстенчатом сечении опорных раскосов.

Проверочные расчеты опорного раскоса показали, что при передаче усилия только через фланговые швы напряжения в нем от расчетной нагрузки составляют  $3490 \text{ кгс/см}^2$  и от фактической нагрузки в момент аварии  $2550 \text{ кгс/см}^2$ . Предел текучести для уголков, из которых изготавливались опорные подкосы, по сертификату металлургического завода был равен  $2400 \text{ кгс/см}^2$ . Все прочие элементы опор имели более низкие напряжения.

Опоры проверялись на общую устойчивость при трех схемах закрепления концов: I — оба конца закреплены шарнирно; II — нижний конец защемлен, верхний закреплен шарнирно; III — нижний конец защемлен, верхний свободен. Результаты проверки приведены в табл. 5.

Таблица 5

УСЛОВНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В СТОЙКАХ ОПОР В  $\text{kgs/cm}^2$

Стойки опоры	От расчетной нагрузки при схеме закрепления			От фактической нагрузки при схеме закрепления		
	I	II	III	I	II	III
O-1 : : : : : : :	1110	1040	2060	810	760	1510
O-2 : : : : : : :	1650	1610	1890	1200	1170	1380

На основании всех приведенных выше данных комиссия, производившая расследование, пришла к выводу, что причиной аварии галереи № 1 явилась недостаточная несущая способность опоры O-2 благодаря ее большим конструктивным недостаткам (см. выше). Толчком к обрушению галереи послужило силовое воздействие (хотя и небольшое по величине) в момент пуска или остановки конвейера.

С этим заключением комиссии не согласилась проектная организация Уралпромстройинпроект. Были проведены дополнительные обследования узлов разрушенных опор. В результате этих обследований были выявлены большие дефекты в местах соединения стоек с поперечными фермами опор, допущенные при выполнении монтажных и сварочных работ монтажным управлением треста Уралстальконструкция: маломерные швы с катетами до  $4,5 \text{ мм}$  вместо  $10 \text{ мм}$  по проекту, пропущенные участки сварных швов, значительные клиновидные зазоры между опорными листами ферм и стоек (до  $10 \text{ мм}$ ), закладка при больших зазорах

в щель между листами стальных прутков диаметром 6 и 10 мм (два слу-  
чая) с последующей их обваркой. Это дало основание организованной в  
Москве технической комиссии утверждать, что узлы соединения стоек  
с поперечными фермами при проверочных расчетах опор на ус-

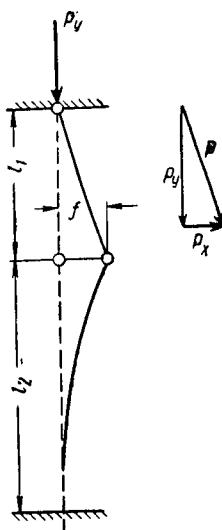


Рис. 71. Расчетная схема двухшарнирной опоры на продольный изгиб  
 $l_1$ ,  $l_2$  — размеры опоры;  
 $f$  — стрела прогиба при продольном изгибе;  $P$ ,  $P_x$   
и  $P_y$  — расчетные усилия

стойчивость следует рассматривать как шарнирные. Проверка опор на устойчивость по двухшарнирной схеме с защемленным нижним концом (рис. 71) дала следующие результаты (табл. 6).

Таблица 6

РАСЧЕТНЫЕ ( $P_{\text{расч}}$ ) И КРИТИЧЕСКИЕ ( $P_{\text{кр}}$ ) УСИЛИЯ В СТОЙКАХ ОПОР В тс

Стойки опор	При расчетных нагрузках			При фактических нагрузках		
	$P_{\text{расч}}$	$P_{\text{кр}}$	$P_{\text{кр}}/P_{\text{расч}}$	$P_{\text{фак}}$	$P_{\text{кр}}$	$P_{\text{кр}}/P_{\text{фак}}$
0—1 . . . . .	120	33	0,27	87,5	33	0,37
0—2 . . . . .	227	147	0,65	166	147	0,89

Для определения критической нагрузки на стержень с промежуточным шарниром может быть применена приближенная формула

$$P_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 E J}{4l_1 \left(1 + \frac{l_1}{l_2}\right)}.$$

Эта формула выведена в предположении искривления нижней части стержня по синусоиде и при постоянном сечении стержня по длине.

При такой проверке критическая сила для стоек обеих опор оказывается ниже фактической нагрузки на стойки в момент аварии. Особен-но неблагоприятны результаты такой проверки для опоры  $O-1$ .

По мнению технической комиссии, приведенные выше обстоятельства и явились наиболее вероятной причиной аварии галереи.

Однако мнение этой комиссии опровергается следующими доводами:

1) узлы соединения стоек с поперечной фермой нельзя рассматривать как шарнирные. Для разрушения даже фактически выполненных швов (с их заниженными размерами) нужно предварительное смещение этих узлов из плоскости опоры на 30—50 см; такие смещения могли произойти (и действительно произошли) только в ходе обрушения конструкций галереи;

2) под главной фермой, которая падала первой, этот узел на опоре  $O-2$  сохранился неразрушенным; на опоре  $O-1$  он явно разрушился лишь после значительных деформаций стойки;

3) результаты расчета устойчивости опор по двухшарнирной схеме показывают, что обрушение галереи должно было бы начаться с опоры  $O-1$ . В действительности же, судя по расположению конструкций после аварии и по утверждениям очевидцев, обрушение галереи началось с опоры  $O-2$ .

Обнаруженные дефекты монтажа в узлах опор недопустимы с точки зрения требований к качеству строительно-монтажных работ, но не они явились причиной обрушения галереи № 1.

После аварии Уралпромстройнинпроект провел обследование всех транспортерных галерей — стальных и железобетонных, построенных на Качканарском горно-обогатительном комбинате.

Обследованием были выявлены серьезные недостатки в проектах 11 галерей, а также отдельные дефекты их изготовления и монтажа. Для обеспечения надежной работы галерей в дальнейшем их конструкции были значительно усилены. Отдельные опоры некоторых галерей были дополнительно закреплены подкосами для восприятия горизонтальной составляющей усилия, которое может действовать вдоль галерей в неблагоприятных условиях их работы и которое не учитывалось в первоначальных проектах.

## 6. ОБРУШЕНИЕ МОСТА ПОД КОНВЕЙЕРЫ НА УГЛЕОБОГАТИТЕЛЬНОЙ ФАБРИКЕ КАРАГАНДИНСКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ЗАВОДА

Стальной мост М-15 под конвейеры соединял главный корпус угле-обогатительной фабрики с перегрузочной станцией и имел четыре про-лета общей длиной  $22+3 \cdot 30=112$  м. Мост опирался на три промежу-

точные стальные опоры высотой от 3,6 до 11 м. Главные фермы моста были разрезные, решетчатые высотой 2,5 м (рис. 72). Общий вес стальных конструкций моста 66 т. Конструкции моста были изготовлены в 1959 г. Середино-Будским заводом треста Строймонтаж из стали марки ВСт.3кп по ГОСТ 380—50; монтировало их Карагандинское монтажное управление треста Коксохиммонтаж. К моменту обрушения монтаж стальных конструкций моста был практически закончен, велись строительные работы по укладке железобетонных плит пола и кровли, обшивке стен асбоцифером.

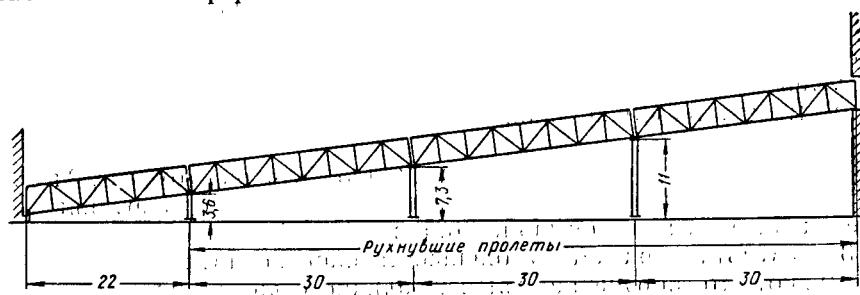


Рис. 72. Схема моста М-15 под конвейеры

Авария произошла 1 декабря 1964 г. Температура наружного воздуха в это время была близка к нулю; ветер был очень слабый.

Расследованием установлено, что при строительстве моста были допущены серьезные нарушения правил производства работ: фундаменты под опоры были сданы под монтаж конструкций без обратной засыпки их грунтом, строительные работы велись без сдачи-приемки стальных конструкций по техническому акту, не была даже сделана подливка башмаков стоек опор, кровля второго пролета была загружена значительным количеством строительных материалов (пачками асбоцифера, бетоном для стяжки и др.).

По сообщениям очевидцев аварии, подтвержденным расположением упавших конструкций, первоначально обрушилось пролетное строение второго пролета, а затем через 15—20 мин — пролетные строения третьего и четвертого пролетов. Первое пролетное строение осталось стоять на опорах. В обрушенных конструкциях второго пролета было выявлено несколько открытых элементов решетки от фасонок из-за плохой сварки. Некоторые элементы были поставлены только на прихватках.

Таким образом, непосредственной причиной обрушения моста, по заключению комиссии, расследовавшей причины аварии, явилось низкое качество заводской и монтажной сварки элементов решетки моста. Разрушения сварных соединений в узлах привели к тому, что фермы второ-

го пролета стали работать как трехшарнирные арки, возникли значительные горизонтальные усилия, которые вызвали перегрузку опор и обрушение следующих пролетов. По подсчетам, на месте аварии нагрузка на мост не превышала 70—80% расчетной.

Нарушения правил сдачи-приемки работ, хотя и не явились непосредственной причиной обрушения конструкций, но несомненно способствовали распространению аварии на три пролета. Правильно организованная сдача-приемка стальных конструкций, вероятно, предупредила бы аварию, так как недопустимые дефекты заводской и монтажной сварки при этой сдаче-приемке были бы замечены.

#### 7. ОБРУШЕНИЕ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ ДРОБИЛЬНО-ОБОГАТИТЕЛЬНОЙ ФАБРИКИ № 2 ЗАВОДА «МАГНЕЗИТ» В г. САТКА

29 января 1965 г. произошло обрушение стальных пролетных строений двухпролетной транспортерной галереи, соединяющей корпус мелкого дробления с силосным складом дробленого магнезита.

Пролет галереи был разработан в 1962 г. институтом Гипронеметруд в Ленинграде, рабочие чертежи — Златоустовским заводом металлоконструкций, им же изготавливались стальные конструкции.

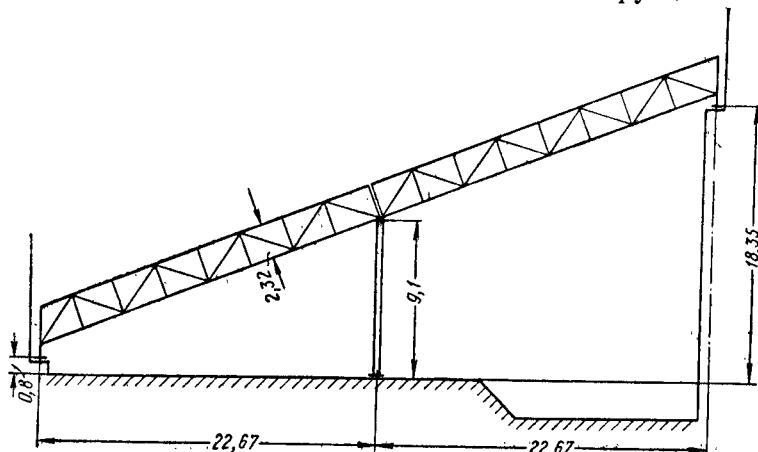


Рис. 73. Транспортерная галерея завода «Магнезит»

Два пролетных строения галерей длиной по 24,05 м были установлены под углом 20° к горизонту и опирались на промежуточную стальную опору высотой 9,1 м (рис. 73). Стены галереи были выполнены из асбестоцементных щитов, утепленных шлаковатой; покрытие — из сбор-

ных железобетонных плит, утепленных минераловатным войлоком; кровля — из двух слоев рубероида; полы — из бетона толщиной 50 мм, уложенного по железобетонным плитам и утепленного слоем пенобетона толщиной 100 мм.

К моменту аварии были полностью закончены работы по монтажу стальных конструкций и железобетонных плит, обшивке стен галереи асбестом, монтажу оборудования (за исключением лент конвейеров), заканчивались работы по наклейке рулонного ковра кровли.

Во время аварии погода была безветренная, наружная температура  $-26^{\circ}\text{C}$ , снег на крыше галереи отсутствовал, строительно-монтажные работы не производились. Нагрузка от пролетных строений на опору составляла 58% расчетной.

Пролетные строения обрушились концами, расположеннымими на промежуточной опоре; при падении они получили сильные деформации и разрывы некоторых элементов. Промежуточная опора осталась в проектном положении с незначительным отклонением от вертикали; ее конструкции, за исключением оголовка, деформировались незначительно; элементы же оголовка были сильно повреждены. Одна из ветвей опорного подкоса имела разрыв по сварному шву и фасонке, вторая ветвь этого подкоса была сильно искривлена, но осталась на опоре. Другой опорный подкос также деформировался; фасонки, крепившие подкос к стойке, оказались разорванными. Верхний горизонтальный элемент оголовка (из двух швеллеров № 16) был сильно искривлен и скручен. Нижняя распорка (из двух швеллеров № 12) несколько искривилась, но катастрофических деформаций не имела. Всего обрушилось 39 т стальных и 27  $\text{m}^3$  сборных железобетонных конструкций.

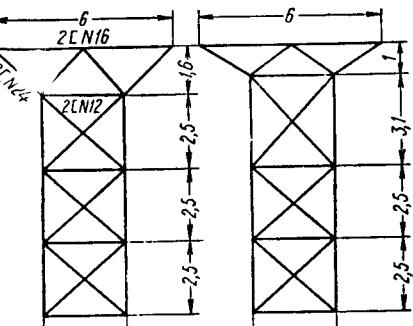


Рис. 74. Схемы опоры галереи

При проверке чертежей КМ, КМД и статических расчетов стальных конструкций галереи были обнаружены грубые ошибки и упущения.

В проекте КМ, разработанном Гипронеметруд, нагрузка на опору была ошибочно занижена в 2,3 раза. Снеговая нормативная нагрузка была принята в размере 100  $\text{kgs}/\text{m}^2$ , а по нормам для района г. Сатка она должна быть 150  $\text{kgs}/\text{m}^2$ . С учетом этой поправки расчетная нагрузка на промежуточную опору была занижена в 2,42 раза.

В чертеже КМД, разработанном Златоустовским заводом металло-

конструкций, геометрическая схема опоры  $O_2$  высотой 9,1 м была изменена из-за неправильно прочитанного размера на чертеже КМ; высота оголовка опоры была принята 1000 мм вместо 1600 мм по чертежу КМ (рис. 74). Изменение геометрической схемы оголовка привело к увеличению усилий в горизонтальных элементах в 1,62 раза и в подкосах в 1,33 раза; в то же время расчет прикрепления подкосов был произведен на усилие, полученное по схеме опоры на чертеже КМ. Помимо этого, подкосы оголовка из двух швеллеров № 24 не имели поперечных планок, обеспечивающих совместную работу обеих ветвей сечения.

Контрольные испытания металла упавших конструкций подтвердили, что пролетные строения были изготовлены в соответствии с требованиями проекта из стали марки ВСт.Зсп по ГОСТ 380—60, а опора — из стали марок ВСт.Зпс и ВСт.Зсп.

Комиссия, расследовавшая причины аварии, пришла к выводу, что галерея обрушилась вследствие недостаточной несущей способности элементов оголовка опоры из-за ошибки, допущенной институтом Гипронеметруд при подсчете нагрузок на опору. Ошибка в геометрической схеме оголовка опоры, сделанная при разработке чертежа КМД, ускорила момент аварии, но не явилась основной ее причиной. Проверочные расчеты подтвердили, что несущая способность оголовка по чертежу КМ была недостаточной не только для восприятия полных расчетных нагрузок на галерею на стадии эксплуатации, но и перед аварией, когда нагрузки от ветра, снега и полезные нагрузки отсутствовали.

Таблица 7  
НАПРЯЖЕНИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ ОГОЛОВКА ОПОРЫ

Марка элемента	Высота оголовка					
	1600 мм			1000 мм		
	напряжения в кгс/см <sup>2</sup>					
	от нагрузки по чертежам КМ	от правильных расчетных нагрузок	от нагрузки в момент аварии	от нагрузки по чертежам КМ	от правильных расчетных нагрузок	от нагрузки в момент аварии
$O_1$	+1200	+2760	+1560	+1960	+4490	+2610
$O_2$	-1050	-2400	-1350	-1700	-3920	-2260
$O_3$	-1870	-4320	-2430	-3050	-7020	-4080

В табл. 7 приведены напряжения в элементах оголовка опоры согласно проверочному расчету, выполненному по поручению комиссии.

Дополнительным анализом материалов расследования причин аварии было установлено, что распорка  $O_3$  после аварии имела лишь небольшие деформации, которые могли быть вызваны ударами падавших

на нее конструкций (железобетонных плит); распорка не потеряла устойчивости и, следовательно, не могла явиться причиной аварии.

Наиболее слабыми местами в конструкции опоры были прикрепления подкосов  $O_2$  к узловым фасонкам. Сварные швы крепления этих раскосов (четыре шва с катетом 8 мм, длиной 200 мм) были рассчитаны на усилие от заниженных нагрузок в схеме опоры на чертеже КМ. Их несущая способность была равна всего 67 т. При фактических нагрузках к моменту аварии и при действительной схеме опоры эти швы были перегружены на 60%. Имелись сведения, что накануне аварии был слышен сильный треск, исходивший от конструкций галереи. Вероятно, в это время лопнул один из швов в креплении подкоса  $O_2$ . Второй шов той же ветви подкоса, по-видимому, лопнул в момент аварии, что и вызвало ее полное разрушение, а затем и обрушение пролетных строений галереи.

Катастрофические напряжения в распорке  $O_3$ , приведенные в табл. 7, были получены при ее расчетной длине, равной теоретической. Эта распорка была прикреплена к мощным узловым фасонкам, и действительная ее длина для определения расчетной гибкости должна быть принята меньше. Если рассматривать распорку как стержень с заделанными концами, то ее гибкость  $\lambda=20$ . Для стержня с такой малой гибкостью потеря устойчивости от продольного изгиба уже теряет физический смысл. Распорка из двух тонкостенных швеллеров № 12 могла выдержать высокие напряжения сжатия — до 3550 кгс/см<sup>2</sup> — благодаря тому, что материал этих швеллеров имел повышенные механические характеристики — предел текучести 31 кгс/мм<sup>2</sup>, временное сопротивление 45 кгс/мм<sup>2</sup> и относительное удлинение 33% (по сертификату металлургического завода).

#### 8. ОБРУШЕНИЕ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ТРАНСПОРТЕРНОЙ ГАЛЕРЕИ НА АГЛОФАБРИКЕ КАРАГАНДИНСКОГО МЕТАЛЛУРИЧЕСКОГО ЗАВОДА

Транспортерная галерея, потерпевшая аварию, расположена между двумя перегрузочными станциями и предназначена для подачи агломерата от аглофабрики к бункерам доменного цеха. Галерея (рис. 75)

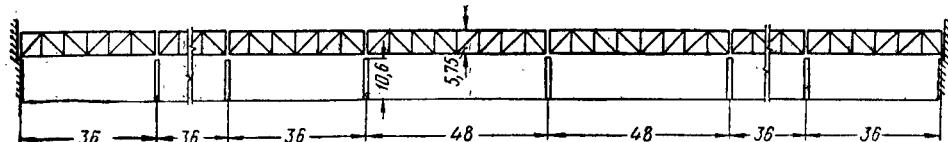


Рис. 75. Транспортерная галерея аглофабрики

имеет общую длину 276 м, и состоит из семи пролетов размером  $3 \times 36 + 2 \times 48 + 2 \times 36$  м, перекрытых стальными решетчатыми фермами на

стальных опорах в виде двухветвевых колонн, попарно соединенных в поперечном направлении порталом. Давление от главных ферм галереи передается на колонны через литые части мостового типа. В каждом пролете одна из опор фермы неподвижная, другая подвижная, катковая. Высота опор 10,6 м, высота пролетных строений 8,6 м, ширина галереи 11 м. Главные фермы галереи, кроме нижних поясов, защищены от наружного воздуха утепленными ограждающими конструкциями (стены, кровля и пол); по нижним поясам установлены теплоизоляционные плиты. Места разрывов поясов:

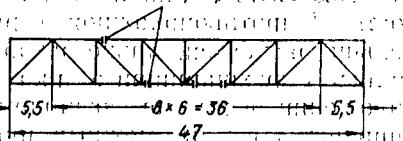


Рис. 76. Схема главной фермы галереи

Все конструкции галереи были изготовлены Донецким заводом металлоконструкций в 1959 г. из мартеновской кипящей стали марки Ст.3 по ГОСТ 380—50 и до монтажа (март 1962 г.) лежали в открытом складе. Монтаж конструкций галереи выполнен трестом Казстальконструкция в 1962 г. Эксплуатировалась галерея с июня 1963 г.

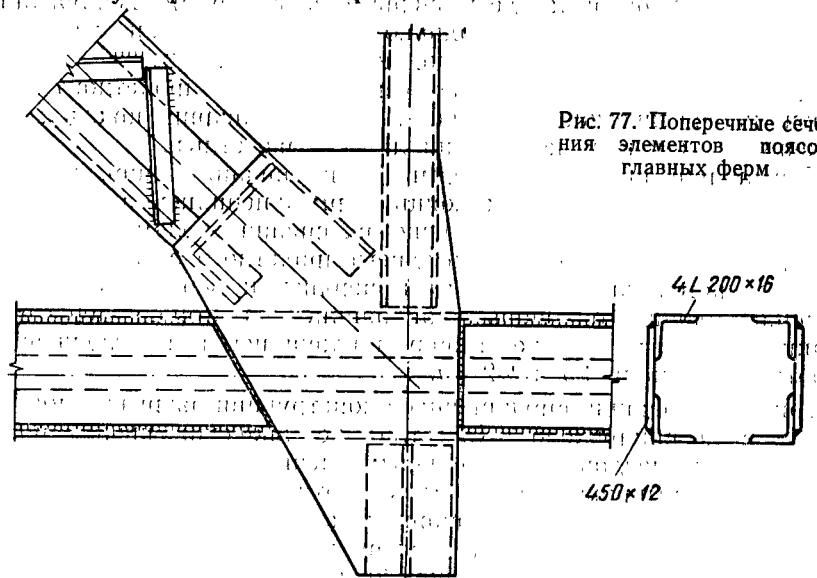


Рис. 77. Поперечные сечения элементов поясов и главных ферм

29 января 1965 г. произошло неожиданное обрушение одного пролетного строения длиной 48 м транспортерной галереи. Температура наружного воздуха в это время была —30°C; погода безветренная.

Элементы главных ферм (рис. 76) упавшего пролетного строения имели коробчатые сечения (рис. 77); пояса ферм состояли: нижний — из четырех уголков  $200 \times 200 \times 16$  мм (полками внутрь) и двух наружных вертикальных листов сечением  $450 \times 12$  мм; верхний — из четырех уголков  $200 \times 200 \times 24$  мм с вертикальными листами сечением  $450 \times 10$  мм.

Обрушение пролетного строения галереи произошло вследствие разрыва нижнего пояса одной из главных ферм около середины пролета. При разрыве нижнего пояса эта ферма потеряла несущую способность. У противоположной фермы, получившей нагрузку значительно больше расчетной, также разорвался нижний пояс и обе фермы превратились в трехшарнирные арки со стрелой прогиба около 6 м. При этом положении ферм мог возникнуть распор до 1000 тс. Падавшие фермы, упираясь в фермы смежных пролетов, усилиями распора сдвинули их на величину до 750 мм и наклонили опоры на 940—240 мм. При дальнейшем падении верхние пояса ферм в месте условного шарнира сломались, и пролетное строение полностью обрушилось.

Ко времени аварии из трех конвейерных лент подачи агломерата были смонтированы и работали только две. В течение суток перед аварией наружная температура колебалась от  $-28,4$  до  $-36,5^{\circ}\text{C}$ . Такая низкая температура была здесь впервые за все время эксплуатации галереи. Галерея отапливала, однако из-за неисправности отопления внутренняя температура, вероятно, не превышала  $0^{\circ}\text{C}$ .

Проверочный расчет главных ферм упавшего пролетного строения галереи на фактические нагрузки к моменту аварии показал, что напряжения в элементах не превышали 75% расчетных.

При аварии обе главные фермы были сорваны с опор, но упали на землю не полностью. Опорные концы ферм зацепились за порталы промежуточных опор и повисли, средние разорванные элементы воткнулись в грунт. Опорные узлы фермы соседнего пролетного строения сместились с опорных частей также на 750 мм и оперлись на верхние плиты колонн. Верхушки колонн этой опоры наклонились в сторону перегрузочной станции на 940 мм. В ту же сторону наклонились и две следующие опоры соответственно на 357 и 242 мм.

При обследовании обрушившихся конструкций разрывов монтажных швов не было обнаружено. Качество же заводских швов в ряде мест разрывов было неудовлетворительным (непровары, шлаковые включения, плохое формирование). В стыке вертикального листа с фасонкой нижнего пояса у четвертого от опоры узла имелся непровар на 50—60% толщины листа. В месте стыка в зазор между листами была заложена плохо приваренная планка шириной 70 мм и толщиной 20 мм. В другом соединении вертикального листа с фасонкой также обнаружен непровар по всей длине шва.

Контрольные испытания металла, примененного для стальных кон-

структур галереи, показали, что содержание углерода в уголках  $200 \times 200 \times 16$  мм, поставленных заводом «Азовсталь», в 12 пробах из 22 составляло 0,23—0,35%, а содержание серы в двух пробах достигало 0,063—0,077%. Такие результаты контрольного анализа металла из готового проката недопустимы для стали марки Ст.3кп, предназначеннной для сварных конструкций, к тому же эксплуатируемых при низких отрицательных температурах.

Комиссия пришла к выводу, что причиной обрушения конструкций галереи склада агломерата явилось хрупкое разрушение уголков  $200 \times 200 \times 16$  мм нижнего пояса главной фермы при температуре около  $-36^{\circ}\text{C}$  из-за неудовлетворительного качества металла. Этому разрушению способствовало также низкое качество сварных швов в местах разрывов и наличие концентраторов напряжений в стыках при принятой конструкции узлов ферм (приварка вертикальных листов сечения поясов встык к фасонкам). Для хрупкого разрушения нижнего пояса фермы галереи имелись все необходимые условия: низкая температура ( $-36^{\circ}\text{C}$ ), металл, склонный к хрупкому разрушению (Ст.3кп с высоким содержанием углерода), сварные швы с большими дефектами, а следовательно, и острыми концентраторами напряжений, достаточно высокие рабочие напряжения в нижнем поясе —  $1430 \text{ кгс}/\text{см}^2$ .

Хотя основная часть стальных конструкций пролетного строения находилась внутри отапливаемого помещения галереи и зимой имела положительную температуру, нижние пояса ферм и примыкающие к ним нижние поперечные фермы соприкасались с наружным воздухом и охлаждались до его температуры, что сказывалось на механических свойствах металла. Помимо этого охлаждение вызывало в тяжелых фермах пролетного строения дополнительные температурные напряжения.

Транспортерные галереи являются весьма ответственными сооружениями, обеспечивающими работу мощных технологических и энергетических агрегатов; выход из строя галерей влечет за собой временную остановку этих агрегатов. Однако, как показал анализ причин ряда крупных аварий стальных транспортерных галерей, проектирование их осуществляется многочисленными проектными организациями, не специализированными в области стальных конструкций. В результате часто принимаются неудачные конструктивные решения галерей, при статических расчетах конструкций учитываются не все фактически действующие на галерию нагрузки. Изготовление стальных конструкций галерей, их монтаж осуществляются с дефектами, также без учета ответственности этих конструкций.

С целью повышения качества изготовления и монтажа стальных конструкций транспортерных галерей в 1965 г. по заданию Госстроя СССР институтом Проектстальконструкция были разработаны «Указания по проектированию, изготовлению и монтажу стальных конструкций

транспортерных галерей» (СН 341-65). В этих указаниях учтены уроки всех аварий транспортерных галерей, описанных в данной главе.

Согласно указаниям СН 341-65, для ферм и опор галерей, эксплуатируемых при расчётной температуре до  $-40^{\circ}\text{C}$ , следует применять либо углеродистую сталь марки ВМСт.Зсп (марганцовскую спокойную) по ГОСТ 380—60\*, с дополнительными испытаниями на загиб в холодном состоянии и на ударную вязкость при температуре  $-20^{\circ}\text{C}$ , либо низколегированную сталь марок 10Г2С1 и 14Г2 по ГОСТ 5058—65.

При расчёте конструкций талерей необходимо дополнительно учитывать:

(1) нагрузки от натяжения лент конвейера, относя их к временным длительным нагрузкам, а также нагрузки от перекосов и заклинивания лент, относя их к особым нагрузкам;

(2) удлинение или укорочение пролетного строения при разности температур  $40^{\circ}$  (независимо от длины температурного отсека).

В пределах каждого температурного отсека указаниями предусматривается одна жесткая опора, обеспечивающая в продольном направлении устойчивость конструкций и воспринимающая все продольные усилия, приходящиеся на отсек галерей. Ветви опор галерей должны быть прямолинейными в продольном и поперечном направлениях (без переломов), располагаться под каждой фермой пролетного строения.

Сечения ветвей опор рекомендуется принимать двутавровыми (сварными или прокатными); усиление поясов прокатных двутавров листами не допускается.

Указания предлагают: решетку опор выполнять двухстенчатой, перекрестную решетку проектировать «скато-вытянутой» в целях приближения расчетной схемы к действительной; при расчёте элементов решётки учитывать дополнительные усилия от обжатия стоек. При проектировании отапливаемых галерей требуется обеспечивать одинаковый температурный режим для всех частей ферм (т. е. не допускать неутеплённых нижних поясов в отапливаемых галереях).

В указаниях включены также повышенные требования к контролю качества изготовления и монтажа стальных конструкций галерей. В частности, введены ультразвуковой контроль сварных швов истыков расстинутых элементов по всей длине, выборочный контроль (одно прозвучивание на каждые 20 м сварного шва) для других соединений и стыков, ограничены и дифференцированы в зависимости от положения сварочных швов размеры подрезов, которые могут быть оставлены без исправления, конкретизированы требования к контрольным и общим сборкам.

В 1965 г. институтом Проектстальконструкция разработаны типовые проекты стальных конструкций транспортерных галерей (чертежи КМ), в которых учтены все требования и рекомендации указаний СН 341—65.

## Г л а в а V.

МЕСТНЫЕ РАЗРУШЕНИЯ И  
НEDОПУСТИМЫЕ ДЕФОРМАЦИИ  
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

## 1. ПОВРЕЖДЕНИЯ СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

**Трещины в фасонках стропильных ферм.** Впервые большое количество таких трещин было обнаружено в 1955 г. в стропильных фермах производственных корпусов металлургического завода имени Ленина в г. Куйбышеве (табл. 8).

Таблица 8  
РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ В ЧЕТЫРЕХ ЦЕХАХ  
ЗАВОДА ИМЕНИ ЛЕНИНА В Г. КУЙБЫШЕВЕ

№ цехов	Количество ферм	Количество трещин в фасонках	Количество ферм с трещинами в фасонках	Процент ферм и узлов, имеющих трещины	
				фермы	узлы
1	126	30	22	17,5	1,2
2	260	13	13	5	0,3
3	62	16	15	24	1,4
4	70*	22	14*	20	3

\* Полуфермы.

Трещины в фасонках были, как правило, параллельны поясам и начинались у конца одного из сварных швов, прикрепляющих раскосы (рис. 78). Изучение условий возникновения этих трещин в фасонках показало, что они появлялись вследствие того, что при подъеме горизонтально лежащих ферм или при перетаскивании их фасонки гнулись в плоскости наименьшей жесткости на весьма ограниченном участке — от концов раскосов до пера уголков пояса.

Трещины в фасонках возникали при относительно небольших углах загиба: 1—5° при ударной нагрузке и 15—20° при статической нагрузке. Все изломы фасонок носили хрупкий характер.

Стропильные фермы, в частности их фасонки, были изготовлены из марганцевистой стали Ст.3кп по ГОСТ 380—50 с ограничениями по содер-

жанию углерода, фосфора и серы, как для стали группы Б (современная сталь марки ВСт.Зкп).

Осенью 1960 г. на строительстве нового цеха в г. Комсомольск-на-Амуре из-за наличия трещины в фасонке подстропильной фермы проле-

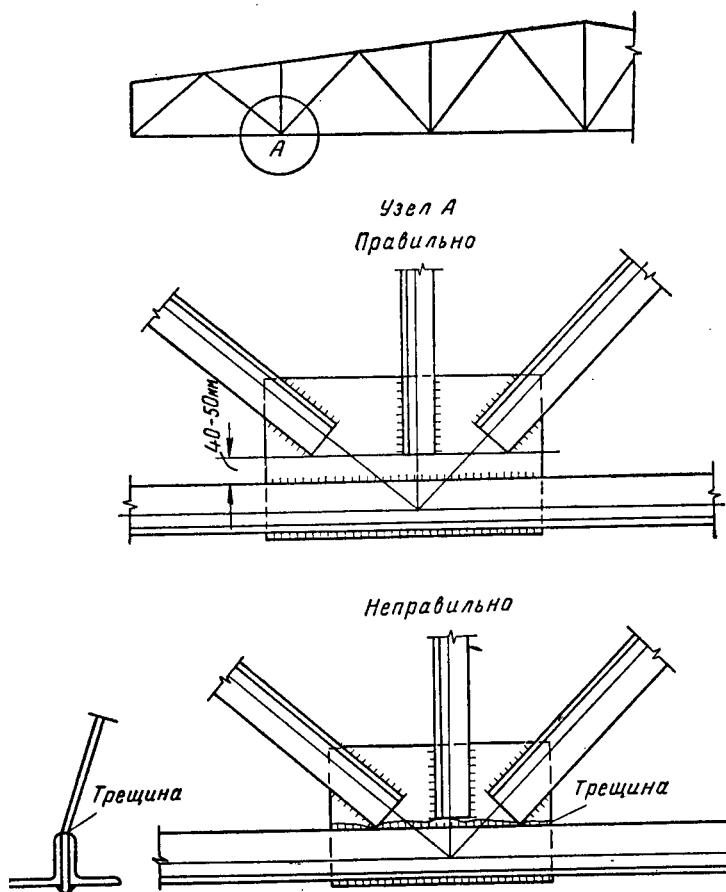


Рис. 78. Схема стропильной фермы и ее нижнего узла, в котором появились трещины

том 27 м (рис. 79) обрушилось покрытие цеха на площади около 900 м<sup>2</sup>. Пролет цеха, где произошло обрушение, находился в состоянии окончания монтажных работ. Все стальные конструкции, включая фона-

ри, были смонтированы; по металлическим прогонам уложены утепленные асбестоцементные плиты ЦНИИПС. К моменту аварии нагрузка на покрытие составляла  $178 \text{ кг}/\text{м}^2$  при нормативной  $280 \text{ кг}/\text{м}^2$ .

Для возведения цеха были использованы стальные конструкции, которые изготавливались в 1952—1953 гг. для другого строительства и подвергались многократным разгрузкам, погрузкам и перевозкам на большие расстояния.

При тщательном осмотре обрушившейся подстропильной фермы в фасонке опорного узла, к которой крепился нисходящий (растянутый) раскос, была обнаружена старая односторонняя трещина, проходившая почти на всю длину этой фасонки. Трещина выходила только на одну сторону фасонки и по концам ее затухала в целом металле. Сечение фасонки было ослаблено трещиной на 80%, в результате чего и произошло разрушение опорного узла. Подстропильная ферма со всеми опиравшимися на нее стропильными фермами упала на подкрановую балку, которая также была повреждена.

Трещина в фасонке была залита кузбасским лаком, что дало основание считать, что возникла она при изготовлении фермы на заводе металлоконструкций, так как огрунтовка кузбасским лаком производилась только на заводе; в дальнейшем фермы окрашивались железным суриком на олифе.

Исследования металла лопнувшей фасонки показали, что она была изготовлена из стали марки Ст.ЗКП; правда, по содержанию углерода сталь приближалась к марке Ст.4КП. При изучении микроструктуры стали было обнаружено видманштеттовое строение, что могло быть объяснено лишь повышенной температурой листов при выходе их из прокатного стана. Сталь фасонок обладала повышенной хладноломкостью и хрупкостью.

При тщательном осмотре смонтированных конструкций в фасонках ферм было обнаружено еще немало трещин.

С современной точки зрения узлы ферм имели и серьезный конструктивный дефект — элементы решетки почти вплотную подходили к

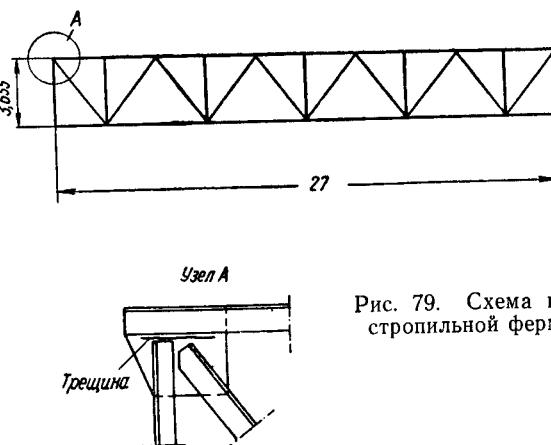


Рис. 79. Схема подстропильной фермы

перьям поясных уголков, что также способствовало возникновению трещин в фасонках.

Мерами предупреждения образования трещин в фасонках стропильных ферм следует считать:

1) обязательное применение для их изготовления углеродистой стали марок ВСт.Зпс или ВСт.Зсп по ГОСТ 380—60\*; кипящая сталь для ферм непригодна;

2) создание условий для более свободных деформаций фасонок при их случайных перегибах. Это достигается удалением концов раскосов от кромок уголков поясов ферм не менее чем на 40—50 мм. Величина этого расстояния установлена экспериментально и в качестве обязательного требования внесена в СНиП II-B.3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»;

3) запрещение холодной правки стальных конструкций при температуре ниже —25°C (СНиП III-B.5-62).

**Выпучивание сжатых раскосов большой гибкости под нагрузкой вследствие наличия значительных первоначальных искривлений.** Неоднократно имели место случаи, когда после окончания монтажа стальные конструкции сдавались в эксплуатацию с искривленными сжатыми раскосами из плоскости и в плоскости ферм со стрелками 10—20 мм (а иногда и более). В дальнейшем такие раскосы под действием временных нагрузок теряли устойчивость и выпучивались настолько, что стрелки искривления их достигали 300 мм. Обрушения ферм при этом не происходило лишь благодаря имеющимся дополнительным закреплениям и пространственной совместной работе нескольких ферм при наличии между ними поперечных связей.

При обследовании на одной строительной площадке 56 стропильных ферм с параллельными поясами пролетом 30 м было обнаружено 57 элементов решетки со стрелками искривления 10 мм и более; в отдельных элементах стрелка искривления достигала 40 мм. 22 стропильные фермы (40%) и 7,3% всех элементов решетки оказались дефектными.

Произведенные в 1957 г. обмеры элементов стропильных и подстропильных ферм на трех заводах металлоконструкций — Челябинском, Ждановском и Днепропетровском им. Бабушкина — показали, что фактические искривления элементов сварных ферм, имеющих сечение из двух уголков «тавром», значительно превышали допускаемые нормами:  $\frac{f}{l} \leq 1/750$ , но не более 15 мм (СНиП III-B.5-62). Статистическая обработка 690 замеров дала среднее значение стрелки  $f = \frac{1}{1320} l$  и среднее квадратичное отклонение  $\sigma_f = \pm \frac{1}{1100} l$ . По этим замерам получается наибольшая возможная величина стрелки

$$f_{\max} = \left( \frac{1}{1320} + \frac{0,3 + 1,8}{1100} \right) l \approx \frac{1}{290} l,$$

что близко к фактически замеренным самым большим стрелкам.

Искривления элементов сварных решетчатых ферм не могут быть объяснены небрежностью их изготовления или плохой правкой уголков на складе перед пуском в производство, а являются результатом сварочных деформаций от несимметрично расположенных по отношению к продольной оси элемента сварных швов для прикрепления узловых фасонок и соединительных прокладок. Правка же деформированных элементов ферм после их сварки крайне затруднительна.

С другой стороны, если принять, что значение коэффициента продольного изгиба  $\varphi$ , приведенное в нормах проектирования стальных конструкций (СНиП II-В.3-62), определено только с учетом первоначального искривления элементов (без учета влияния эксцентриситета в приложении нагрузки), величины искривления могут быть получены из уравнения

$$\varphi^2 - \varphi \left[ \frac{\pi^2 E}{R \lambda^2} \left( 1 + K_0 \frac{e}{\rho} \right) + 1 \right] + \frac{\pi^2 E}{R \lambda^2} = 0,$$

где  $R$  — расчетное сопротивление стали;

$\lambda$  — гибкость элемента;

$K_0$  — отношение первоначальной стрелки искривления  $f$  к длине элемента  $l$ ;

$e/\rho$  — отношение расстояния от центра тяжести до наиболее удаленной точки сечения к радиусу инерции сечения.

Для двух уголков «тавром» отношение  $\frac{e}{\rho}$  изменяется в пределах от 2,4 до 2,7, т. е. близко к 3.

В табл. 9 приведены значения отношения  $\frac{1}{K_0} = \frac{l}{f}$  для стержней из стали марки Ст.3 с расчетным сопротивлением  $R=2100 \text{ кгс}/\text{см}^2$ , подсчитанные по приведенному выше уравнению.

Таблица 9  
ЗНАЧЕНИЯ ОТНОШЕНИЯ  $\frac{1}{K_0}$  ДЛЯ СТЕРЖНЕЙ ИЗ СТАЛИ МАРКИ Ст.3

$\lambda$	$\varphi$	$\frac{1}{K_0}$	$\lambda$	$\varphi$	$\frac{1}{K_0}$
20	0,96	1500	110	0,52	990
40	0,92	1620	120	0,45	860
60	0,86	1600	130	0,4	830
80	0,75	1400	140	0,36	830
100	0,6	1100	150	0,32	790

Результаты подсчетов показывают, что фактические стрелки искривления элементов решетчатых ферм значительно превосходят расчетные, принятые при установлении значений коэффициента продольного изгиба для норм проектирования стальных конструкций.

Для того чтобы устранить влияние первоначального искривления элементов решетки на несущую способность решетчатых ферм, приняты следующие меры.

Нормами проектирования стальных конструкций (СНиП II-B.3-65) для сжатых элементов решетки стальных ферм с гибкостью 60 и выше введен коэффициент условий работы  $m=0,8$ , поникающий расчетное сопротивление стали марок Ст.3 для таких элементов до  $R=0,8 \cdot 2100 = 1680 \text{ кгс}/\text{см}^2$ , что эквивалентно снижению на 20% значений коэффициента  $\varphi$ . При пониженных значениях коэффициента  $\varphi$  расчетная первоначальная стрелка искривления увеличивается до  $\frac{1}{350} - \frac{1}{600}$ .

Таким образом, необходимо строго соблюдать требования СНиП III-B.5-62, согласно которым стрелка искривления не должна превышать  $\frac{1}{750}$  длины элемента. Нарушение этого требования влечет за собой существенное снижение несущей способности сжатых элементов.

## 2. УСТАЛОСТНЫЕ ТРЕЩИНЫ В СВАРНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛКАХ ДЛЯ КРАНОВ С ТЯЖЕЛЫМ РЕЖИМОМ РАБОТЫ

Впервые усталостные трещины в сварных подкрановых балках были обнаружены в прокатном цехе завода «Азовсталь» (г. Жданов) в 1952 г. Строительство этого цеха было начато еще до войны, а закончено в конце 1948 г.

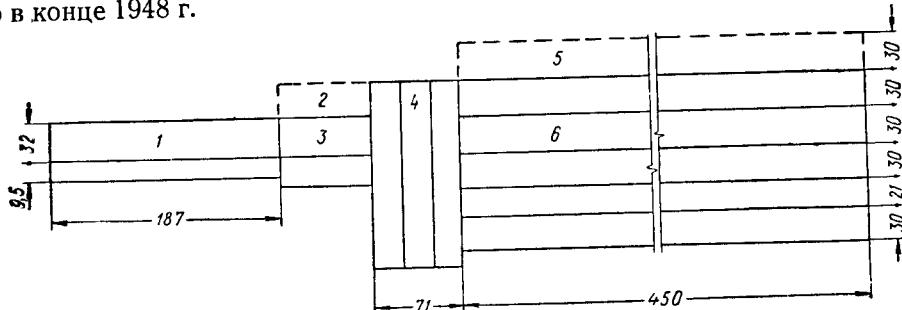


Рис. 80. Схема прокатного цеха завода «Азовсталь»  
1 — здание нагревательных колодцев; 2 — эстакада; 3 — здание бломинга; 4 — склад блюмов; 5 — эстакада; 6 — здание рельсо-балочного цеха

Прокатный цех завода «Азовсталь» состоит из отделений нагревательных колодцев, бломинга, склада блюмов и пролетов рельсо-балочных

ного стана (рис. 80). В здании нагревательных колодцев, на складе блюмов и на отдельных участках здания рельсо-балочного стана работают специальные (клещевые, захватные) мостовые краны весьма тяжелого режима работы.

Уже после полуторагодичной эксплуатации в стальных конструкциях прокатного цеха выявились серьезные дефекты: расстройство креплений тормозных балок к подкрановым, креплений новых рельсов и большой их износ, а также разрушения отдельных участков фахверковых стен, элементы которых были связаны с подкрановыми конструкциями.

Обследованием стальных конструкций, проведенным работниками ЦНИПС в 1950 г., было установлено, что эти разрушения были вызваны горизонтальными нагрузками от кранов, которые значительно превосходили расчетные, принятые по действовавшему в то время стандарту. Экспериментальное определение фактических нагрузок для четырех специальных кранов рельсо-балочного цеха завода «Азовсталь» показало, что эти нагрузки превышали расчетные в 2,6—7,5 раза.

При дальнейшей эксплуатации цеха (в конце 1951 г. и в начале 1952 г.) в балках под краны тяжелого режима начали появляться новые дефекты — трещины как в сварных швах, так и в основном металле. Настаивающее со временем количество таких трещин, крайне затруднявших эксплуатацию прокатного цеха, требовало принятия неотложных мер.

Для обследования состояния стальных конструкций прокатного цеха завода «Азовсталь» и разработки мероприятий по повышению их эксплуатационной надежности в апреле 1952 г. была назначена специальная техническая комиссия. Комиссия тщательно обследовала все балки под краны с тяжелым режимом работы, установила природу трещин и предложила целый комплекс мер по предупреждению их возникновения.

Материалы этой комиссии послужили основанием для пересмотра или дополнения ряда нормативных документов по проектированию и производству стальных конструкций, для проведения серьезных экспериментальных работ.

Принципиальный вывод комиссии о том, что трещины в подкрановых балках прокатного цеха завода «Азовсталь» имели усталостный характер, был несколько неожиданным. В то время считалось, что при эксплуатации стальных конструкций промышленных зданий отсутствуют условия для возникновения усталости металла. Расчеты на усталость металла производились лишь при проектировании стальных пролетных строений мостов. Последующие экспериментальные работы подтвердили указанный выше вывод комиссии.

Рассмотрим подробнее материалы обследования конструкций в прокатном цехе завода «Азовсталь» в здании нагревательных колодцев, на складе блюмов и в здании рельсо-балочного стана.

Здание нагревательных колодцев имеет один пролет шириной 32 м и открылок 9,5 м. Общая длина здания 187 м при шаге колонн 16,5 м. По длине здание разделено поперечным температурным швом на два блока. В здании работают четыре крана: три клещевых грузоподъемностью по 10/10 тс, обслуживающие восемь групп нагревательных колодцев, и один ремонтный кран грузоподъемностью 50/10 тс.

Почти все стальные конструкции здания нагревательных колодцев были изготовлены и смонтированы до войны по проекту 1935 г. института Промстройпроект.

Подкрановые балки были первоначально выполнены в виде решетчатых сварных ферм с жестким верхним поясом. Во время войны часть балок была демонтирована и отправлена в г. Нижний Тагил. Оставшиеся на заводе «Азовсталь» десять балок из-за изменившихся крановых нагрузок (пролет здания потребовалось увеличить с 29 до 32 м в связи с применением новых нагревательных колодцев улучшенной конструкции) были усилены и поставлены по более нагруженному ряду колонн. Недостающие две балки были выполнены с учетом изменившихся нагрузок также решетчатыми сварными. Над колодцами были установлены новые сплошностенчатые сварные подкрановые балки. Все остальные конструкции здания нагревательных колодцев, в том числе и подкрановые балки, изготавливались из стали марки Ст.3 пониженная (до войны) и Ст.0с (в 1945 г.) и сваривались вручную электродами типа Э34 с меловой обмазкой.

При осмотре конструкций здания еще в 1950 г. у одной из решетчатых подкрановых балок была обнаружена сквозная трещина в уголке среднего раскоса у фасонки нижнего пояса; раскос не был отремонтирован, и в марте 1952 г., т. е. спустя два года после обнаружения трещины, эта балка при проходе клещевого крана сильно просела. В ней были обнаружены дополнительные разрывы стали в раскосах и стойках, а также в поясах. В аварийном порядке эту балку пришлось демонтировать и заменять новой сварной, изготовленной по чертежам 1945 г.

В дальнейшем трещины были обнаружены и в других решетчатых балках: одна балка имела трещину длиной 300 мм в сварном шве, прикреплявшем горизонтальный лист к стенке верхнего пояса, у этой же балки затем разорвался шов, прикреплявший узловую фасонку к нижнему поясу; у другой балки один уголок раскоса в средней панели, лопнувший ранее и отремонтированный путем наложения накладок из полосовой стали, разорвался по накладкам вторично.

В течение двух недель работы комиссия почти ежедневно обнаруживала новые трещины аналогичного характера в швеллерах опорных раскосов и в подкрановых решетчатых балках здания нагревательных колодцев.

Как показали дополнительные исследования, трещины в элементах

подкрановых балок здания нагревательных колодцев и выход из строя одной из них явился результатом усталости металла, вызванной интенсивной работой мостовых кранов, неудачным конструктивным решением подкрановых балок в виде решетчатых ферм, а также применением кипящей стали марок Ст.3 пониженная и Ст.0с и электродов с меловой обмазкой.

При снятии с блюминга нескольких сот слитков в сутки краны в здании нагревательных колодцев делали не менее 500 тыс. пробегов в год по одной балке; при этом в средних раскосах возникали знакопеременные усилия — растяжения 74 тс, сжатия 40 тс. По современной методике расчета при такого рода силовых воздействиях в элементах конструкций из стали марки Ст.3 со сварными соединениями фланговыми и лобовыми швами расчетные напряжения не должны были превышать 620—720 кгс/см<sup>2</sup>. Фактические же напряжения в средних раскосах подкрановых балок достигали 1150 кгс/см<sup>2</sup>, а количество их загружений за время эксплуатации цеха составляло более двух миллионов раз.

В подкрановых балках было много мест высокой концентрации напряжений: все места прикрепления раскосов и стоек к фасонкам и поясам, усиление нижнего пояса полосой, перекрытой в стыках накладками, усиление средних раскосов полосой, оборванной у фасонок. Как раз в этих местах преимущественно и обнаруживались трещины в основном металле и в сварных швах.

Контрольными испытаниями металла демонтированной подкрановой балки установлено, что она была изготовлена из кипящей стали; в ряде мест сталь имела низкий предел прочности — до 30 кгс/мм<sup>2</sup>. Содержание фосфора было очень высоким и доходило до 0,26 %, что более чем в 3 раза превышало браковочный предел по ГОСТ 380—41.

Сварочные швы в ряде мест имели подрезы и поры, что также способствовало раннему появлению трещин. Значительный — на протяжении около двух лет — срок службы подкрановой балки с лопнувшим средним раскосом объяснялся тем, что в ферме с жестким поясом, т. е. в системе, многократно статически неопределенной, поперечная сила воспринималась вместо раскоса мощным верхним поясом, пока не произошло разрушение поясных швов.

Все более частое появление трещин в подкрановых решетчатых фермах здания нагревательных колодцев сделало дальнейшую эксплуатацию цеха небезопасной и потребовало незамедлительного усиления этих балок впредь до их замены.

Усиление подкрановых балок было запроектировано по схеме, показанной на рис. 81. Каждая балка усиливалась двумя подкосами из широкополочных двутавров № 40—207, подвески заменялись более мощными стойками из двух уголков 200×200×16 мм и устраивалась затяжка из двух швеллеров № 30 на уровне пола.

Работы по усилению подкрановых балок были организованы монтажным управлением треста Стальконструкция очень четко. Установка

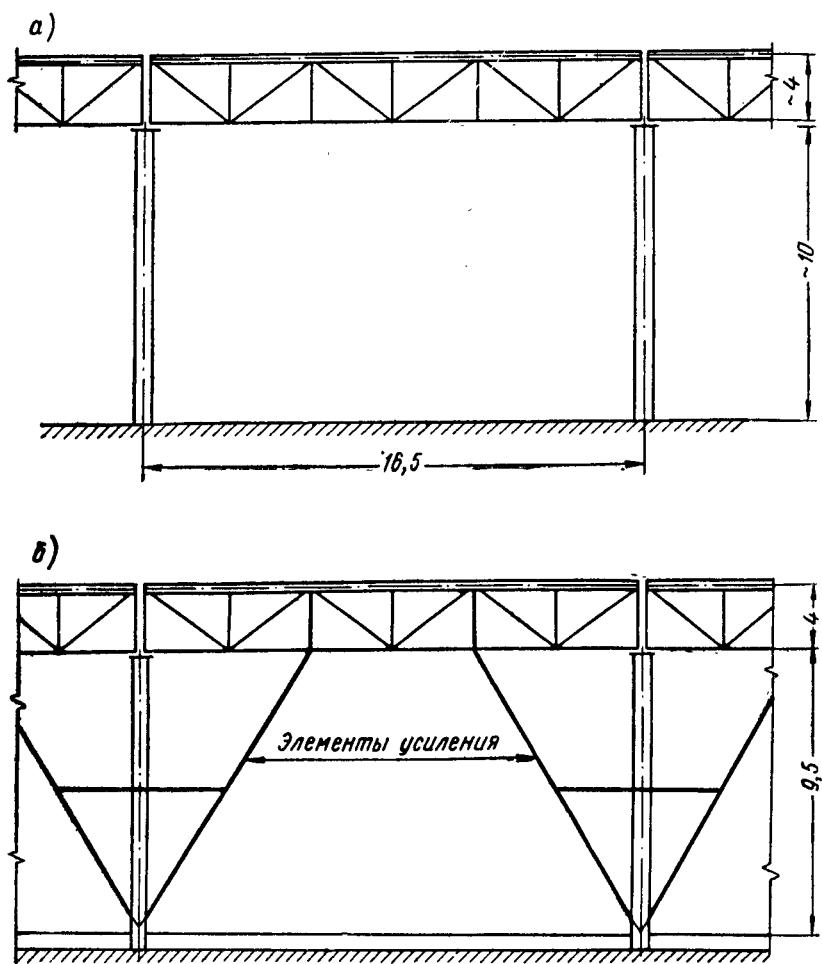


Рис. 81. Схема подкрановых балок в отделении нагревательных колодцев  
а — до усиления; б — после усиления

и приварка нижних фасонок подкосов и затяжек выполнялись в действующем цехе 28 и 29 апреля 1952 г. с принятием ряда предосторожностей; все прочие работы по усилению — после остановки цеха в 15 ч

29 апреля. Установка деталей усиления производилась одновременно тремя паропутевыми кранами. Сварка конструкций выполнялась электродами Э42А. Все работы по усилению подкрановых балок завершены за 30 ч; проектом производства работ предусматривалась остановка цеха нагревательных колодцев и блюминга на 33 ч.

Путем усиления подкрановых балок рабочие напряжения в их элементах были снижены в 2—3 раза. Появление новых трещин прекратилось и в таком виде балки эксплуатировались более года, после чего были заменены новыми клепанными сплошностенчатыми.

Склад блюмов размещен в трехпролетном здании длиной 150 м и шириной 71 м, разделенном по длине температурным швом на два блока. Склад оборудован семьью специальными мостовыми кранами. В крайнем пролете работают три захватных крана с жестким подвесом, давлением на катки 55 и 46 тс, скоростью передвижения 160 м/мин. Эти краны работают исключительно напряженно. Два других пролета оборудованы мостовыми кранами с гибким подвесом захватных приспособлений, создают наибольшее давление на каток 27 тс и имеют скорость передвижения 100 м/мин.

Подкрановые балки на складе блюмов имели разные пролеты — 6, 9 и 12 м и были выполнены разрезными, сварными, сплошностенчатого сечения; в цехе имелось несколько балок, усиленных шпренгелями. Значительная часть балок склада блюмов также была изготовлена до войны из стали марки Ст.З пониженная и сварена электродами с меловой обмазкой; остальные балки изготавливались в 1945—1946 гг. из стали марки Ст.0с. Качество электродов для заводских швов в проекте КМ не было оговорено, за исключениемстыковых швов, которые требовалось выполнять электродами с «толстой обмазкой».

При осмотре конструкций в 1950 г. в 11 балках крайнего пролета были обнаружены продольные трещины в сварных швах у верхнего пояса; у восьми балок эти трещины возникли на концах балок, у трех — посередине пролета. Аналогичные трещины на концах были обнаружены в семи балках среднего пролета. В конце 1950 г. одна подкрановая балка была заменена новой, изготовленной по первоначальному проекту. Эта балка была выполнена из стали марки Ст.3 и вся была сварена электродами Э42 (ЦМ-7).

В 1951 г. спустя пять месяцев после усиления тормозных конструкций и заварки ранее обнаруженных трещин появились новые трещины в продольных сварных швах верхнего пояса по середине пролета балок. Кроме того, в трех балках появились трещины под короткими ребрами жесткости, а у одной балки произошел разрыв верхнего пояса. Ремонт балок с трещинами производился заводом по рекомендациям Гипромеза.

В начале 1952 г. в трех отремонтированных балках вновь появились трещины в сварных швах, прикреплявших накладки на стенке к верхне-

му поясу. Были обнаружены также трещины в продольных швах верхнего пояса посередине пролета той балки, которая устанавливалась вновь в конце 1950 г.

Всего на складе блюмов комиссия в 1952 г. выявила 51 балку с трещинами из общего количества 120 балок. В 37 балках трещины возникли по концам и в 12 посередине пролета.

Контрольные испытания образцов металла, взятых из верхнего пояса и стенок балок с трещинами, показали, что все они были изготовлены преимущественно из кипящей стали с механическими свойствами, соответствующими стали марки Ст.3, однако химический состав стали был весьма неоднороден ( $0,18\text{--}0,30\%$  C,  $0,14\text{--}0,47\%$  Mn,  $0\text{--}0,27\%$  Si). Сварка всех балок была произведена меловыми электродами.

Быстрому появлению усталостных трещин в подкрановых балках склада блюмов помимо интенсивной работы мостовых кранов, низкого качества основного металла и сварных швов способствовал также серебряный недостаток в их конструкции — отсутствие ребер жесткости на концах балок. Вследствие этого стенка балки и поясные швы в таких местах испытывали напряжения, в несколько раз превышавшие допускаемые. Этим же был объяснен факт преимущественного возникновения трещин в концевых частях балок.

Здание рельсо-балочного стана имеет пять пролетов и открытую эстакаду. Общая длина здания 450 м, ширина всех пролетов по 30 м, кроме второго, имеющего ширину 21 м. Шаг колонн в этом здании, как правило, равен 6 м; в некоторых местах цеха по технологическим требованиям шаги колонн составляют 12, 24 и 30 м. Все подкрановые балки сплошнostenчатые; для пролетов 6 и 12 м — сварные, для пролетов 24 и 30 м — клепаные, за исключением двух сварных балок с монтажными стыками на заклепках. Балки изготавливали из стали марки Ст.3 по группе А (заказывалась по ГОСТ 380—46); поясные сварные швы балок выполняли толстообмазанными электродами Э42 (ЦМ-7) и частично автоматической сваркой под слоем флюса.

В прокатном цехе имеются участки, где краны работают особенно интенсивно. К таким участкам относятся отделение замедленного охлаждения рельсов (термическое отделение) и склады готовой продукции в четвертом, пятом и шестом пролетах. В термическом отделении работают два мостовых крана с жестким подвесом, грузоподъемностью 30 тс, с давлением на каток 39 тс; на складах готовой продукции — специальные краны с вращающимися траверсами грузоподъемностью по 20 тс, с давлением на каток 29 тс. Скорости перемещения этих кранов большие — 144—142 м/мин.

При осмотре стальных конструкций в 1950 г. у четырех подкрановых балок были обнаружены поперечные трещины в верхнем поясном листе на части или по всей ширине. Эти трещины возникли в балках с

разрушенными сварными швами для крепления тормозных листов и, очевидно, были вызваны горизонтальными поперечными силами. Поврежденные балки были заменены новыми. После усиления тормозных конструкций подобных разрушений подкрановых балок в рельсо-балочном цехе не происходило.

В 1950 г. было также обнаружено 30 горизонтальных трещин в поясных сварных швах и в стенке у верхнего пояса подкрановых балок. Все обнаруженные трещины были заварены толстообмазанными электродами с вырубкой лопнувших сварных швов и с разделкой кромок трещин в основном металле. До апреля 1952 г. в балках рельсо-балочного цеха было обнаружено дополнительно более 30 трещин, а при осмотре балок комиссией в апреле 1952 г. — еще 42 трещины. Распространение обнаруженных трещин по пролетам цеха и расположение их в балках приведено в табл. 10.

Таблица 10  
ТРЕЩИНЫ В ПОДКРАНОВЫХ БАЛКАХ РЕЛЬСО-БАЛОЧНОГО ЦЕХА

Номер пролета	Общее количество балок	Количество балок с трещинами			% балок с трещинами	Количество трещин			Места расположения трещин	
		в пролете	иа концах	всего		в пролете	иа концах	всего	в пролете	иа концах
3	45	8	15	23	51	10	27	37	В швах	
4	64	—	16	16	25	—	22	22	—	15 в швах, 7 в основном металле
5	73	—	9	9	12	—	9	9	—	В основном металле
6	125	1	10	11	9	1	10	11	—	То же
Итого	307	9	50	59	19	11	68	79	—	42 в швах, 26 в основном металле

Контрольные испытания металла балок с трещинами в рельсо-балочном цехе подтвердили, что они были изготовлены из кипящей стали марки Ст.3, по механическим свойствам полностью удовлетворяющей требованиям ГОСТ 380—41. По химическому составу сталь, примененная для этих балок, оказалась более однородной, чем в балках склада блюмов. Однако некоторое улучшение качества стали и электродов (сталь марки Ст.3 вместо Ст.0с, электроды типа Э42 вместо Э34) не устранило причин возникновения трещин в балках рельсо-балочного цеха. И здесь основной причиной, способствовавшей образованию большого количества трещин в концах балок, послужило отсутствие концевых ребер жесткости.

По рекомендации комиссии все сварные балки в пролетах и на участках с кранами весьма тяжелого режима (по крайнему ряду колонн в здании нагревательных колодцев, в первом пролете склада и в термическом отделении рельсо-балочного цеха) были заменены на клепаные стальные балки; остальные балки были отремонтированы и усилены постановкой концевых ребер жесткости.

В дальнейшем усталостные трещины в подкрановых балках цехов с кранами тяжелого режима работы были выявлены и на других металлургических заводах — «Запорожсталь», «Днепропресссталь», Макеевском и др.

Для уточнения причин и условий возникновения усталостных продольных трещин в зоне верхнего пояса подкрановых балок ЦНИИСК провел специальные экспериментальные исследования на моделях и натурных образцах. При этих исследованиях в экспериментальных балках удалось получить трещины, аналогичные тем, что наблюдались в подкрановых балках в реальных условиях.

Исследования ЦНИИСК подтвердили усталостный характер трещин, возможность образования их только при наличии определенного наименьшего эксцентричества между осью балки и осью подкранового рельса, зарождение трещин со стороны эксцентричества в приложении нагрузки от катков крана, т. е. в сжатой зоне стенки от кручения и изгиба балки из ее плоскости.

По материалам обследования стальных конструкций и специальных мостовых кранов в прокатном цехе завода «Азовсталь» в 1950 и 1952 гг. были разработаны и утверждены дополнительные технические условия проектирования стальных конструкций в зданиях и сооружениях металлургических заводов с тяжелым режимом работы. Основные положения этих технических условий с учетом результатов дополнительных исследований в дальнейшем были включены в «Нормы и технические условия проектирования стальных конструкций» (НиТУ 121—55) и в СНиП II-B.3-62 «Стальные конструкции. Норма проектирования». По данным нормативных документов мерами повышения надежности подкрановых балок являются:

- 1) увеличение расчетных величин боковых сил от крановых мостов (для кранов с гибким подвесом в 1,1—2,5 раза, для кранов с жестким подвесом в 1,5 раза);
- 2) расчет и конструирование креплений тормозных ферм к подкрановым балкам и колоннам на усилия от боковых сил, увеличенных дополнительно в 2 раза;
- 3) введение расчета подкрановых балок на выносливость;
- 4) установление жестких норм на деформативность колонн поперечных рам зданий в уровне головки кранового рельса с кранами тяжелого режима работы;

- 5) обязательное применение стали марки ВСт.Зсп или низколегированной, электродов типа Э40А и Э50А, полный провар в соединении стенки с верхним поясом, применение автоматической сварки для этого соединения;
- 6) отказ от коротких ребер жесткости;
- 7) смещение оси кранового рельса с оси балки не более чем на 15 мм;
- 8) хорошее перекрытие стыков крановых рельсов;
- 9) применение сварных стыков рельсов.

Опыт показывает, что строгое выполнение этих указаний не всегда может обеспечить высокую надежность балок под краны тяжелого режима работы.

Так, в пролете нагревательных колодцев рельсо-балочного цеха Днепропетровского металлургического завода им. Петровского в 1958 г. старые клепаные подкрановые балки, находившиеся в эксплуатации с 1906 г. и пришедшие в негодность, были заменены новыми разрезными сварными балками, изготовленными из марганцовской спокойной стали марки М16С по ГОСТ 6713—53 (для сварных мостов). Верхние кромки стенок балок имели К-образную разделку; поясные швы выполнялись автоматической сваркой под слоем флюса. Балки изготавливались на заводе вместе с тормозными конструкциями и связями в виде пространственных блоков; при сварке этих блоков были применены электроды типа Э42.

Несмотря на отличное качество металла и выполнение всех нормативных указаний по расчету и конструированию балок под краны тяжелого режима работы, через 3,5 года эксплуатации в верхних поясах и стенках 10 из 19 балок появились горизонтальные трещины усталостного характера. Трещины появились в балках с более тонкими стенками — толщиной 12 и 14 мм. Нормативное давление на каток крана в этом пролете составляло 31 тс; за время эксплуатации каждый каток крана наезжал на балки около 2,5 млн. раз.

Экспериментальные исследования, изучение действительной работы сварных подкрановых балок для кранов тяжелого режима с целью найти для них наиболее рациональную конструктивную форму и уточнить методику их расчета продолжаются до настоящего времени.

### 3. ОТРЫВ ГОЛОВОК У ЗАКЛЕПОК ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК В МАРТЕНОВСКИХ ЦЕХАХ

При обследовании клепанных подкрановых балок для кранов тяжелого режима работы после нескольких лет их интенсивной эксплуатации нередко наблюдалось ослабление заклепок в верхнем поясе. Слабыми оказывались преимущественно вертикальные заклепки, соединяющие горизонтальные листы с полками уголков. Ослабление заклепок в верх-

нем пояссе подкрановых балок обычно объяснялось наличием дополнительных усилий в заклепках от кручения верхнего слоя горизонтальными силами (воздействие поперечных тормозных сил) и эксцентричным приложением давления катков крана из-за смещения кранового рельса с оси балки. Случаи отрыва заклепочных головок были весьма редки и легко объяснялись пережогом металла заклепок.

В 1963 г. в мартеновском цехе Череповецкого металлургического завода был обнаружен самопроизвольный отрыв головок у значительного количества заклепок в подкрановых балках по наружному ряду колонн разливочного пролета (ряд А). Головки отрывались у наиболее напряженных заклепок в монтажном стыке нижнего пояса балок. Отрыв заклепочных головок вызвал у работников завода большие сомнения в надежности подкрановых балок; установление причин отрыва заклепочных головок Госстрой СССР поручил специальной технической комиссии.

Мартеновский цех Череповецкого металлургического завода постро-

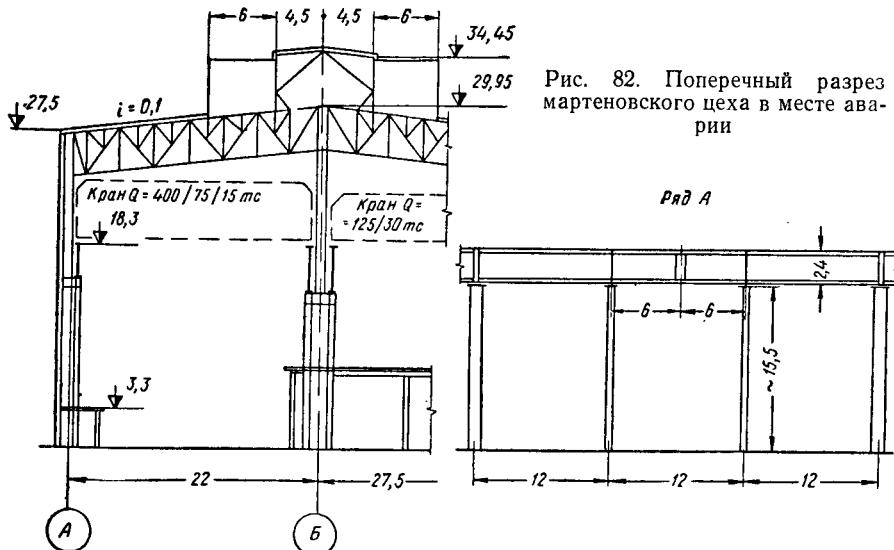


Рис. 82. Поперечный разрез мартеновского цеха в месте аварии

ен по типовому проекту несколькими очередями в течение 1956—1964 гг. (рис. 82); первая очередь цеха была введена в эксплуатацию в 1958 г. Цех оборудован печами емкостью 250—600 т. Разливочный пролет обслуживают литейные краны грузоподъемностью 350—400 тс. Подкрановые балки ряда А неразрезные, трехпролетные, с равными пролетами по 12 м. Крайними опорами для них служат колонны главных поперечных рам здания, промежуточными — дополнительные стойки.

На длине цеха 390 м строительства первой очереди покрановые балки ряда А выполнены из углеродистой стали марки Ст.3 с заклепками диаметром 22 мм из стали марки Ст.3 заклепочная. В остальной части цеха подкрановые балки этого ряда изготовлены из низколегированной стали марки 15ХСНД с заклепками из стали 09Г2. Сечение подкрановых балок посередине их длины показано на рис. 83. Подкрановые балки поступали с заводов двумя отправочными элементами и так же монтировались; монтажные стыки посередине среднего пролета заклепывались наверху после установки балок в проектное положение.

Комиссия, обследовавшая заклепки в монтажных стыках (в ноябре 1963 г.), выявила значительное количество ослабленных заклепок, преимущественно в нижней части по высоте балок. Четкой закономерности в расположении ослабевших заклепок установить не удалось. По данным завода, отрыв головок произошел у нескольких десятков заклепок (до 40) в горизонтальных полках уголков нижнего пояса в пределах стыковой накладки. Однако к моменту обследования все эти заклепки были переклепаны, с оторванной головкой оказалась только одна заклепка, по которой невозможно было сделать заключение о причинах отрыва головок.

Ослабление большого количества заклепок комиссия объяснила интенсивной работой заклепочного соединения под знакопеременными нагрузками, некоторой перегрузкой стыка от упругой осадки промежуточных стоек — высоких, с относительно малой площадью поперечного сечения (не учтено при расчете балок), пониженным качеством клепки в монтажных условиях (недостаточной стяжкой болтами стыка перед клепкой, неправильным нагревом заклепок и т. д.).

Все дефектные заклепки в монтажных стыках были переклепаны, диаметр заклепок увеличен с 22 до 25 мм.

В дальнейшем количество заклепок с оторванными головками бы-

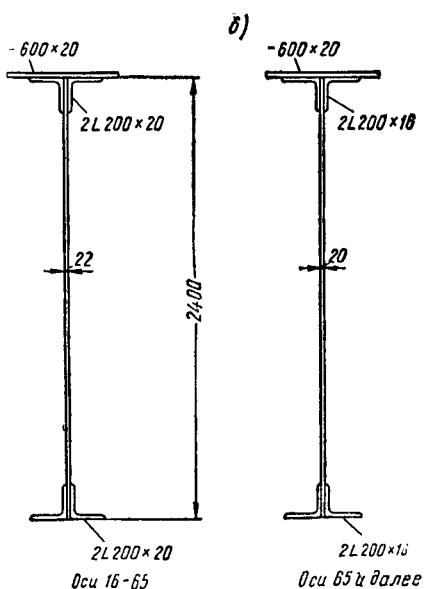


Рис. 83. Поперечные сечения подкрановых балок по ряду А  
а — из стали марки Ст.3; б — из стали марок 15ХСНД и 14Г2

ло уточнено и при осмотре в июле 1964 г. в вертикальных полках верхних поясных уголков у балок из стали марки Ст.3 дополнительно обнаружено шесть заклепок с оторванными головками. Оторванные головки были найдены в слое мартеновской пыли на горизонтальных полках уголков нижнего пояса балки.

В верхних поясах подкрововых балок ряда А была выявлена 31 заклепка с оторванными головками, в том числе 21 головка с внутренней и 10 с наружной (к стене) стороны балок. Отрыв головок происходил у заклепок, поставленных на заводе машинами в балках из стали марок Ст.3 и 15ХСНД; отрывались как закладные, так и замыкающие головки. Закономерность в отрыве головок проявлялась лишь в том, что он происходил у заклепок верхнего пояса в районе второй четверти крайних пролетов, где шаг заклепок равен 150 мм (в первых четвертях пролетов этот шаг

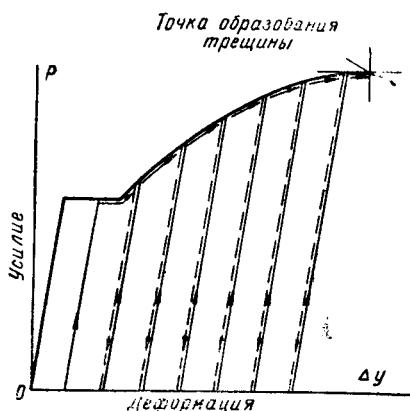


Рис. 84. Диаграмма работы заклепочного стержня

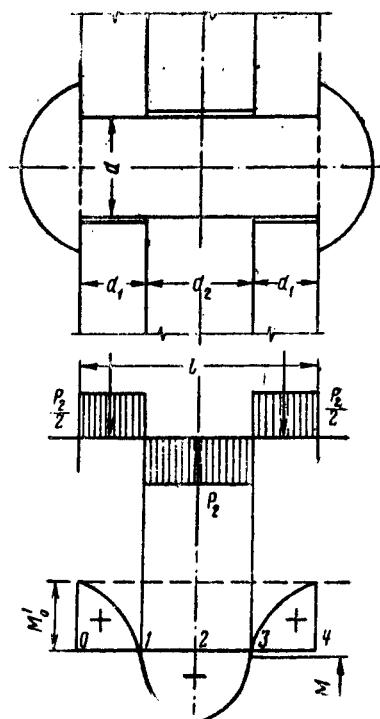


Рис. 85. Эпюры нагрузок и изгибающих моментов для стержня двухсрезной заклепки

100 мм). Отрыв заклепок всегда начинался снизу; все изломы стержней имели хрупкий характер.

Первое предположение о большой перегрузке поясных заклепок из-за отсутствия плотного прилегания верхней кромки стенки балки к го-

ризонтальному листу верхнего пояса не могло рассматриваться, как достаточное объяснение отрыва заклепочных головок: по расчету без учета передачи давления катка на кромку стенки срезывающие напряжения в заклепках из стали Ст.З были  $1700 \text{ кгс/см}^2$ , т. е. на 5% меньше расчетного сопротивления для заклепок из стали этой марки. Еще относительно меньшими были напряжения у заклепок из стали 09Г2.

Проверка плотности прилегания стенки балки к горизонтальному листу в районе расположения первой группы заклепок с оторванными головками путем сверления отверстия через поясные уголки показала, что зазор в этом месте равен 0,1—0,2 мм. Перемещение вертикальной полки поясного уголка относительно стенки при проходе груженого края составляло до 0,15 мм.

Возникло предположение, что причиной отрыва головок являются высокие напряжения от изгиба заклепочных стержней, вызываемого давлением катков разливочного крана. Эти напряжения многократно повторяются и, превосходя в месте перехода стержня заклепки к головке предел текучести заклепочной стали, могут возрасти до ее временного сопротивления (рис. 84).

Если рассмотреть стержень заклепки как балку с защемленными концами под действием равномерной нагрузки, передаваемой листами (или полками уголков) склеанного пакета, нетрудно определить величину изгибающего момента под головкой заклепки.

Эпюры нагрузок и изгибающих моментов для стержня д в у х с р е з н о й з а к л е п к и показаны на рис. 85.

Изгибающие моменты в простой балке:

$$M_1 = \frac{P_2 d_1}{4};$$

$$M_2 = \frac{P_2}{2} \left( \frac{d_1}{2} + \frac{d_2}{4} \right) = \frac{P_2 (2d_1 + d_2)}{8};$$

$$\Delta M = \frac{P_2 d_1}{2}.$$

Опорный момент

$$M'_0 = \frac{\Omega_m}{l},$$

где  $\Omega_m$  — площадь эпюры моментов в простой балке;

$$\Omega_m = \frac{2P_2 d_2}{4 \cdot 3} + \frac{P_2 d_1 d_2}{4} \frac{2P_2 d_2^2}{3 \cdot 8} = \frac{P_2}{12} (2d_1^2 + 3d_1 d_2 + d_2^2).$$

Отсюда

$$M_0 = \frac{P_2 (2d_1^2 + 3d_1 d_2 + d_2^2)}{12} = \frac{P_2}{12} (d_1 + d_2).$$

Изгибающий момент посередине длины стержня заклепки

$$M'_2 = \frac{P_2(2d_1 + d_2)}{8} - \frac{P_2(d_1 + d_1)}{12} = \frac{P_2(4d_1 + d_1)}{24}.$$

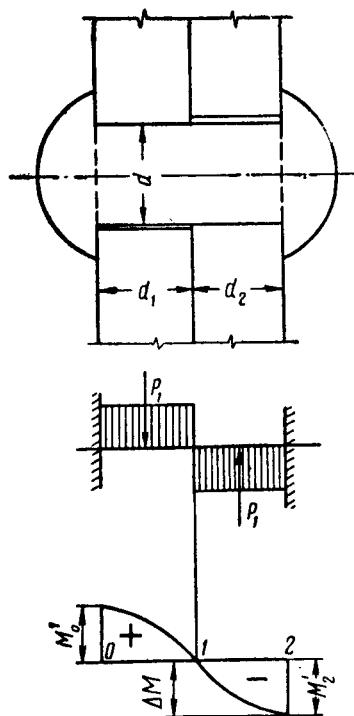


Рис. 86. Эпюры нагрузок и изгибающих моментов для стержня односрезной заклепки

Опорный момент со стороны листа толщиной  $d_1$ :

$$M'_1 = \frac{P_1}{2} (d_1 + d_2) + \frac{P_1}{6} (d_1 + 2d_2) = \frac{P_1}{6} (2d_1 + d_2).$$

Из этих формул видно, что при  $d_1 = d_2$  и одинаковом усилии на один срез изгибающий момент для односрезной заклепки в 1,5 раза больше, чем для двухсрезной.

Изгибающие моменты и напряжения в стержнях заклепок под головками в балках из сталей марок Ст.3 и 15ХСНД от расчетных кра-

вых нагрузок, определенные по указанным выше формулам, приведены в табл. II.

Таблица 11  
ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ И НАПРЯЖЕНИЯ В СТЕРЖНЯХ ЗАКЛЕПОК

Расчетные величины	Единица измерения	Балки из стали марки			
		Ст.3		15ХСНД	
		двуухрез- ные зак- леки	односрез- ные зак- леки	двуухрез- ные зак- леки	односрез- ные зак- леки
Напряжение от расчетных нагрузок, определенное по официальной методике . . . . .					
Усилие на один срез $P_1$ . . . . .	тс	1,7	1,52	1,64	1,78
Толщина $d_1$ . . . . .	мм	7,07	6,32	6,82	7,42
» $d_2$ . . . . .	»	16	16	20	20
Диаметр заклепки $d$ . . . . .	»	22	16	20	20
Изгибающий момент под головкой	тс·см	23	23	23	23
Напряжение от изгиба . . . . .	тс/см <sup>2</sup>	4,48	5,05	4,54	7,42
		3,67	4,13	3,73	6,1

Данные табл. 11 показывают, что напряжения во всех случаях оказываются значительно выше браковочного значения предела текучести и близки к временному сопротивлению заклепочной стали. Если же учесть возможную концентрацию напряжений в месте резкого перехода сечения стержня заклепки к головке (при отсутствии выкружки в этом месте), то отрыв головок заклепок в подкрановых балках марганцовского цеха становится этими расчетами объясненным.

С целью проверки правильности указанных выше предположений в ЦНИИСК были испытаны восемь образцов двухрезных заклепочных соединений с двумя заклепками в полунакладке, по условиям работы и размерам близкие к участкам поясов подкрановых балок марганцовского цеха Череповецкого завода. Образцы были изготовлены из стали марок Ст.3 и 14Г2 с заклепками из стали Ст.2 и 09Г2. Заклепки были поставлены машинами и пневматическими молотками в обычных производственных условиях завода металлоконструкций. Образцы испытывались на переменную нагрузку на 50-тонном пульсаторе. Наибольшая нагрузка была близка к расчетной для заклепочного соединения, наименьшая составляла от нее 20—25%.

В пяти случаях удалось экспериментально воспроизвести отрыв заклепочных головок. По виду излома отрыв головок в экспериментальных условиях практически ничем не отличался от того, что наблюдался в балках марганцовского цеха.

В четырех случаях трещина в заклепочном стержне возникла не под головкой, а посередине пролета. Это согласуется и с расчетом по при-

веденной выше методике. Определенный по этой методике изгибающий момент посередине заклепочного стержня получается на 15—25% выше, чем под головкой. В том случае, когда степень концентрации напряжений под головкой оказывается невысокой (например, при наличии выкружки при переходе стержня заклепки к головке), опасным может стать сечение посередине стержня заклепки. При смене дефектных заклепок в верхнем поясе подкрановых балок мартеновского цеха, например, была также обнаружена заклепка с трещиной посередине длины стержня. Трещина располагалась, как и следовало ожидать, вверху стержня.

Таким образом, приведенные выше элементарные и несколько условные расчеты заклепок на изгиб правильно отражают их действительную работу в конструкциях под воздействием многократных переменных нагрузок. Этими же расчетами легко объясняется и тот факт, что первые отрывы головок были обнаружены у односрезных заклепок встыке поясных уголков нижнего пояса: напряжение в этих заклепках получается в 1,7—1,8 раза выше, чем в двухсрезных заклепках (см. табл. 11).

Некоторыми инженерами была сделана попытка путем расчета объяснить разрушение заклепок в поясах балок от воздействия дополнительных скручивающих верхний пояс усилий приложении боковых сил к головке кранового рельса и эксцентричного давления на балку вертикальных сил колес крана. Этим путем можно объяснить быстрое ослабление заклепок (потерю температурного натяжения), но не отрыв головок.

По тому же типовому проекту, что применялся на Череповецком металлургическом заводе, в СССР было построено еще несколько мартеновских цехов, поэтому была организована дополнительная проверка состояния подкрановых балок в цехах Криворожского металлургического завода и Магнитогорского металлургического комбината. Проверка показала, что в рабочих заводских чертежах КМД подкрановые балки ряда А, в частности их монтажныестыки, решены не так, как указывалось в чертежах КМ, притом различно для всех цехов; были изменены и сечения подкрановых балок (размеры уголков, толщины стенок и поясных листов). Монтажный стык нижнего пояса подкрановых балок на Магнитогорском металлургическом комбинате выполнен более надежно, чем в Череповце, и отрывы головок у заклепок в этом стыке не наблюдались. Обследование же верхних поясных заклепок показало, что количество заклепок с оторванными головками в Магнитогорске больше, чем в Череповце. В подкрановых балках мартеновского цеха Криворожского металлургического завода заклепок с оторванными головками пока не обнаружено.

Усталостное разрушение головок заклепок в подкрановых балках промышленных зданий можно рассматривать как явление, вызванное

интенсивной работой мостовых кранов. По экспериментальным работам такое явление давно известно. В курсе «Металлические конструкции» под ред. проф. Н. С. Стрелецкого (Стройиздат, 1961) о работе заклепочных и болтовых соединений под вибрационной нагрузкой сказано (стр. 199):

«В более редких случаях от усталости разрушаются заклепочные или болтовые стержни. Они разрушаются в местах концентрации напряжений, т. е. в месте примыкания стержня к головке или в средней части стержня, у обмятия его выступающим листом. Разрушение стержней происходит тогда, когда они перегружены, а также при пониженных начальных напряжениях и малых силах трения».

Именно в таких условиях работают поясные заклепки в подкрановых балках в цехах металлургических заводов.

Для восстановления надежности подкрановых балок ряда А маркновского цеха в Череповце были осуществлены следующие мероприятия: произведена переклепка всех заклепок монтажных стыков в нижней трети высоты балок, диаметр заклепок увеличен с 22 до 25 мм. Это увеличивает прочность стыка на 27%. В верхнем поясе поставлен ряд дополнительных заклепок диаметром 25 мм с шагом 150 мм (рис. 87), что увеличивает прочность соединения верхнего пояса балок со стенкой на 64%.

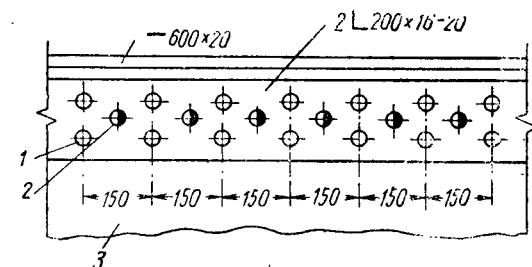


Рис. 87. Размещение дополнительных заклепок в верхнем поясе подкрановых балок  
1 — заклепки  $d=22$  мм по проекту; 2 — то же,  $d=25$  мм дополнительные; 3 — стенка балки толщиной 20—22 мм

под краны тяжелого режима работы помимо коэффициента на выносливость введен коэффициент условий работы  $m=0,7$ .

Можно рекомендовать дополнительные мероприятия по повышению надежности заклепочных соединений в балках под краны тяжелого режима:

1) для заклепок из углеродистой стали применять только сталь марки Ст.2закл, как более мягкую; сталь марки Ст.3закл для заклепок должна быть запрещена;

2) допускать расчет поясных заклепок с учетом плотного примыкания горизонтальных листов верхнего пояса к вертикальной стенке только при условии обязательного специального контроля этого примыкания.

ния в процессе изготовления балок. При сборке клепаных двутавровых балок, когда предварительно собирают и склеивают пояса балок (уголки и горизонтальные листы), а затем стенку в вертикальном положении вставляют между вертикальными полками поясных уголков, такой контроль практически невозможен;

3) края заклепочных отверстий с двух сторон должны быть обязательно раззенкованы на 1,5 мм, а стержни заклепок под закладными головками должны иметь выкружку. Такая выкружка радиусом, равным не менее чем половина допускаемого, в готовых заклепках должна быть обеспечена соответствующей обработкой края отверстий под заклепку в матрице. Эти мероприятия необходимы для понижения концентрации напряжений в месте перехода стержня заклепки к головке.



## Г л а в а VI.

### АВАРИИ И ПОВРЕЖДЕНИЯ РЕЗЕРВУАРОВ ДЛЯ ХРАНЕНИЯ НЕФТЕПРОДУКТОВ И МОКРЫХ ГАЗГОЛЬДЕРОВ

#### 1. АВАРИИ РЕЗЕРВУАРОВ, ВЫПОЛНЕННЫХ ИЗ КИПЯЩЕЙ СТАЛИ

В феврале 1954 г. на нефтебазе Челябинской области произошло разрушение вертикального цилиндрического стального резервуара емкостью  $4600 \text{ м}^3$ . В результате аварии из резервуара вытекло 2300 т дизельного топлива.

Строительство резервуара было начато в 1952 г., в эксплуатацию он введен в 1953 г. Резервуар изготовлен из листовой стали марки Ст.Зки в соответствии с действовавшим в то время ГОСТ 2486—44. Сооружался резервуар методом полистовой сборки, при которой, как известно, все трудоемкие и сложные операции сборки и сварки выполняются на монтажной площадке. Сварка всех соединений, в том числе и вертикальных, производилась вручную, в неудобных условиях строительной площадки (всего монтажной сварки было более 2300 м).

Резервуар имел диаметр 22,4 м, высоту корпуса 11,7 м (рис. 88). Днище собиралось из листов толщиной 5 мм, окраинки днища — из листов толщиной 8 мм.

По длинным кромкам все листы поясов корпуса соединялись внахлестку; по коротким (вертикальным) кромкам — встык в нижних поясах и внахлестку — в верхних. Горизонтальные соединения листов корпуса сваривали снаружи сплошными швами, изнутри — потолочными прерывистыми. Вертикальные кромки листов, соединяемые встык, имели V-образную разделку со сваркой снаружи и подваркой корня шва изнутри. Вертикальные нахлесточные соединения листов верхних четырех поясов сваривались сплошными швами с двух сторон.

В сентябре 1952 г. Госстрой СССР отменил ГОСТ 2486—44, допускавший для резервуаров емкостью  $4600 \text{ м}^3$  применение кипящей стали марки Ст.3: эта сталь обладала хладнокрепостью. Кроме того, резервуары, изготовленные по ГОСТ 2486—44, страдали рядом конструктивных недостатков. Взамен ГОСТ 2486—44 были утверждены типовые проекты вертикальных цилиндрических сварных резервуаров для хранения нефтепродуктов (проекты с № 7-02-01 до № 7-02-9). В этих проектах для корпуса и днища резервуаров было предусмотрено применение спокойной стали марки Ст.3.

Ведомство, которому подчинялась база, руководствуясь соображе-

ниями безопасности эксплуатации резервуаров, построенных из кипящей стали по ГОСТ 2486—44, утвердило временную инструкцию, которая предписывала для уменьшения нагрузки заполнять такие резервуары в зимнее время только на 80% проектной емкости. Однако это требование не выполнялось.

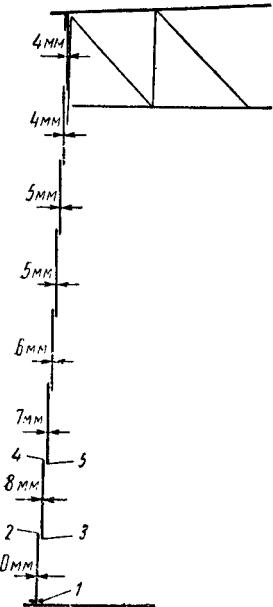


Рис. 88. Схема корпуса резервуара

1 — двухслойный двусторонний шов толщиной 8 мм; 2 — двухслойный сплошной шов толщиной 8 мм; 3 — однослоиный прерывистый шов толщиной 6 мм; 4 — двухслойный сплошной шов толщиной 7 мм; 5 — однослоиный прерывистый шов толщиной 6 мм

Комиссия по расследованию причин аварии установила, что разрушение резервуара, заполненного продуктом на полную проектную емкость, произошло ночью при температуре наружного воздуха  $-20^{\circ}\text{C}$ . Разрушение корпуса началось от старой (скрытой) трещины в металле, расположенной на листе пояса III с внутренней стороны горизонтального нахлесточного шва, соединяющего пояса I и II корпуса резервуара (наличие трещины было выявлено в процессе исследования металла). У места нахождения трещины имелся также дефект сварки — подрез глубиной 2—2,5 мм по краю горизонтального шва. Далее линия разрыва пересекала в попечном направлении вертикальный стыковой шов листов пояса II, перешла под углом  $45^{\circ}$  на лист пояса II и на лист пояса III с разрывом нахлесточного горизонтального соединения листов поясов II и III (рис. 89). В образовавшуюся брешь устремился продукт и разлился в пределах площадки, ограниченной обвалованием. В резервуаре осталась только часть продукта, находившегося ниже трещины, т. е. на уровне верхней кромки первого пояса.

Из поврежденных листов были вырезаны образцы металла и исследованы по разработанной комиссией программе в лаборатории ЦНИИ Чермета.

Исследования показали, что металл — сталь марки Ст.Зкп — по механическим характеристикам и химическому составу удовлетворяет требованиям ГОСТ 380—50. Испытания этой стали на ударный изгиб при температуре  $-20^{\circ}\text{C}$  выявили ее склонность к хрупкому излому.

Комиссия установила также, что при производстве работ нарушилась последовательность и режимы сварки, предусмотренные технологическими указаниями, выявила дефекты в сварных швах в виде непроваров и подрезов размерами, превышающими допускаемые техническими условиями.

Таким образом, причинами аварии явились:

- 1) изготовление резервуара из кипящей стали, склонной к хрупкому излому;

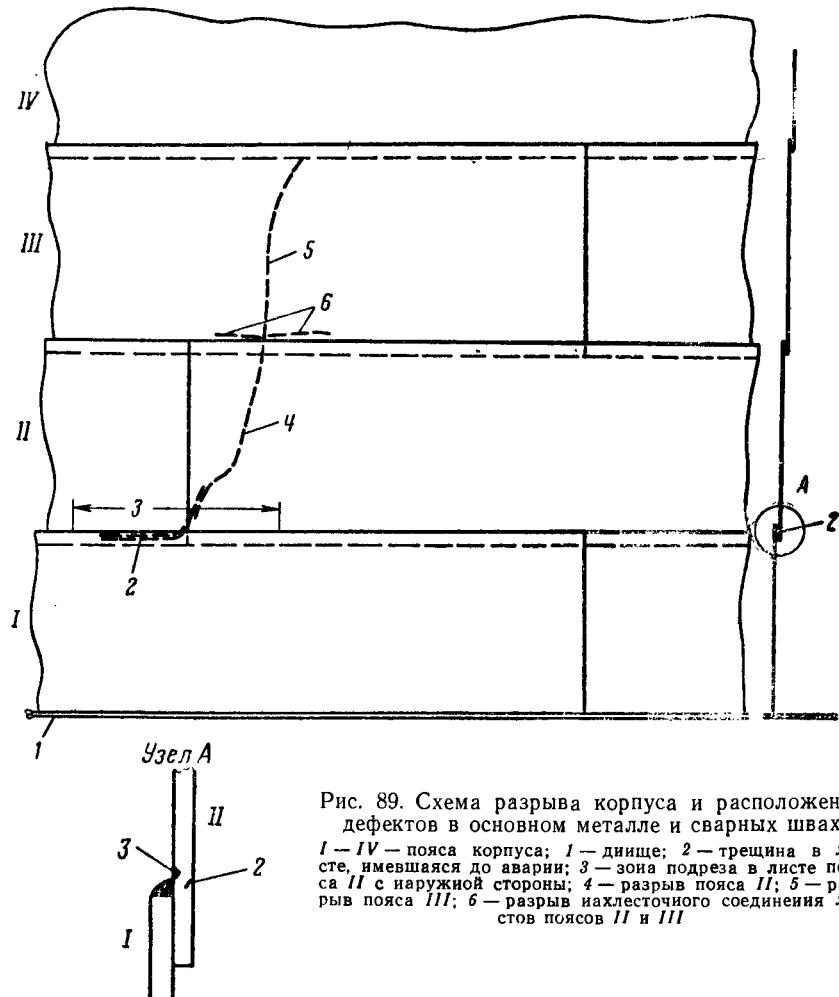


Рис. 89. Схема разрыва корпуса и расположение дефектов в основном металле и сварных швах  
I—IV — пояса корпуса; 1 — днище; 2 — трещина в ли-  
сте, имевшаяся до аварии; 3 — зона подреза в листе поя-  
са II с наружной стороны; 4 — разрыв пояса II; 5 — раз-  
рыв пояса III; 6 — разрыв нахлесточного соединения ли-  
стов поясов II и III

- 2) заполнение резервуара в зимнее время продуктом на полную проектную емкость вместо предписанных 80%;
- 3) совпадение в одном сечении дефекта металла (начальная трещи-

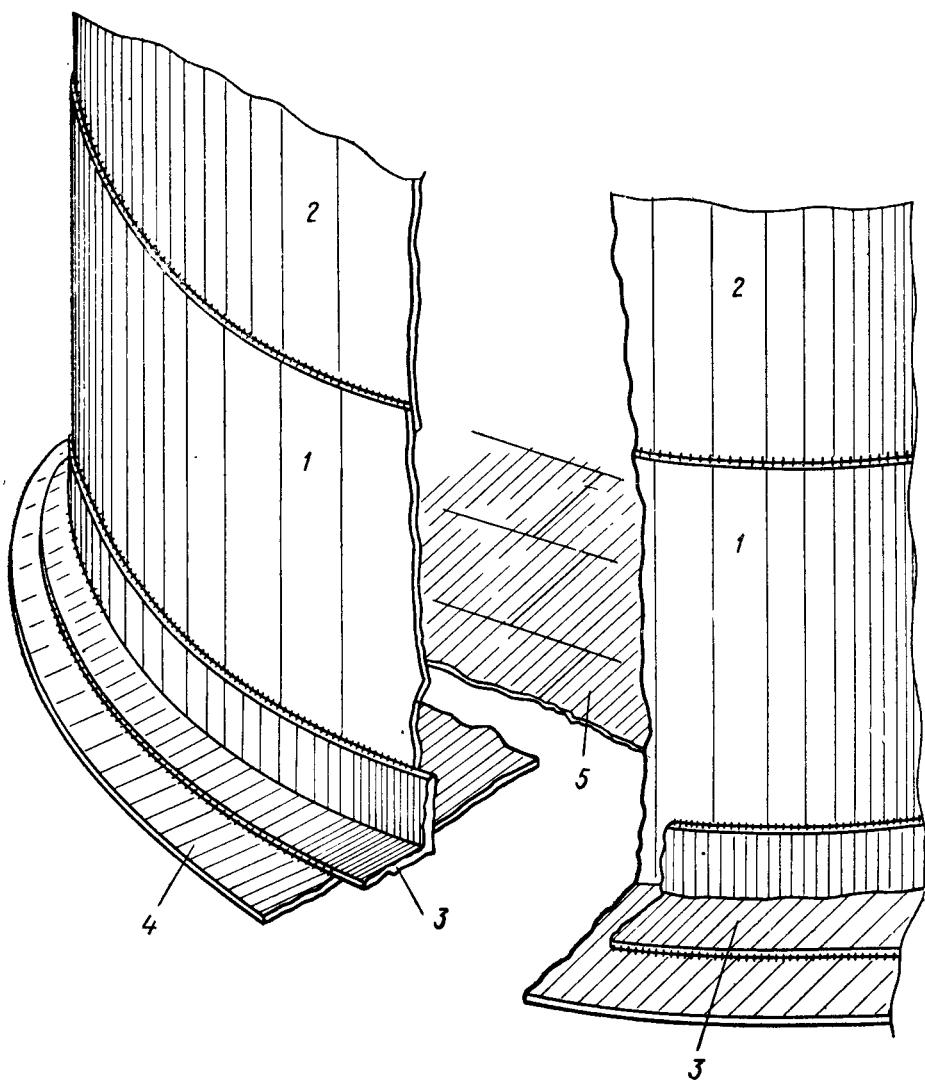


Рис. 90. Разрыв обвязочного уголка, поясов корпуса, окрайков днища и днища  
1 и 2 — пояса корпуса; 3 — обвязочный уголок; 4 — окрайки днища; 5 — центральная часть днища

на) и местного дефекта сварки — подреза по кромке горизонтального шва.

Аналогичные случаи разрушения резервуаров, изготовленных из кипящей стали, происходили неоднократно и ранее. Характерно, что эти разрушения происходили, как правило, на стороне резервуара, обращенной к ветру (например, на базе в районе г. Бердск).

В резервуаре емкостью 730 м<sup>3</sup>, изготовленном из кипящей стали и заполненном не полностью, разорвался первый пояс с частичным переходом трещины на второй пояс (район г. Харькова).

При сооружении резервуара из кипящей стали емкостью 4600 м<sup>3</sup> (близ г. Бологое) ответственные швы выполнялись с нарушением технологического процесса сварки, в том числе сварки нижнего обвязочного уголка, чем были созданы большие сварочные напряжения. После быстрого понижения наружной температуры в полностью заполненном резервуаре разорвался нижний обвязочный уголок, а затем стенка резервуара от первого до восьмого пояса. В зоне, близкой к разрыву первого пояса, листы окраин оторвались от средней части днища и оказались на обвязочном уголке, приваренном к первому поясу (рис. 90).

Разрушения резервуаров из кипящей стали случались не только при пониженной температуре: их вызывали даже незначительные сотрясения корпуса или удары по корпусу.

На базе в Воронежской области при положительной температуре воздуха разрушился резервуар емкостью 4600 м<sup>3</sup>, заполненный нефтепродуктом: разорвалась стенка корпуса с низа до верха. Авария произошла от сотрясения корпуса резервуара. Сотрясение передалось корпусу через продуктопровод, который ударили колеса проходившей машины. Расследованием установлено также, что на вертикальных соединениях второго пояса с внутренней стороны частично отсутствовали сварные швы.

По приказу Министерства строительства СССР со всех монтажных площадок нефтебаз были изъяты остатки стали кипящих плавок. Запрещено применение этой стали для корпусов и днищ резервуаров емкостью свыше 100 м<sup>3</sup>.

С 1955 г. для изготовления вертикальных сварных резервуаров под нефтепродукты применяется листовая сталь, поставляемая по ЧМТУ 5232—55. Это малоуглеродистая спокойная сталь с содержанием не менее 0,2% C, 0,12—0,25% Si, 0,4—0,7% Mp, не более 0,045% S и 0,04% P. Металлургический завод должен поставлять эту сталь толщиной от 6 мм и выше после испытания на ударную вязкость при температуре —40°C. Средняя величина ударной вязкости при этой температуре, определенная по трем образцам, вырезанным поперек проката, должна быть не менее 3,5 кгс · м/см<sup>2</sup>. Ни одна другая марка углеродистой стали, применяемой для стальных конструкций, в том числе сталь марки М16С для

мостостроения, не проходит столь жестких испытаний на ударную вязкость, как сталь для резервуаров.

С 1954 г. получил широкое распространение новый метод сооружения вертикальных резервуаров — из рулонных заготовок, изготавляемых на заводах с широким применением автоматической сварки под флюсом и при тщательном контроле сварных швов.

Благодаря применению стали высокого качества и рулонированных заготовок дальнейшие разрушения вертикальных резервуаров от низкого качества металла и сварки прекратились.

## 2. ПОВРЕЖДЕНИЯ РЕЗЕРВУАРОВ И МОКРЫХ ГАЗГОЛЬДЕРОВ В ПРОЦЕССЕ ИСПЫТАНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Известны случаи повреждения резервуаров и мокрых газгольдеров в процессе испытания и эксплуатации. Иногда повреждения происходили по недосмотру технической администрации, иногда по недосмотру рабочих, которые либо беспечно относились к наблюдениям за показаниями устанавливаемых при испытаниях измерительных приборов, либо не выполняли указаний о приведении в требуемое состояние люков на кровле, либо не учитывали возможные изменения метеорологических условий.

Рассмотрим ряд таких случаев.

Вертикальный стальной сварной резервуар емкостью  $4810 \text{ м}^3$  был сооружен в 1953 г. методом полистовой сборки; конструкции покрытия смонтированы из полуферм, связей, балок и прогонов, изготовленных на заводе (рис. 91). Листы кровли располагали на прогонах и балках, которые крепили болтами и сварными швами к восьми стропильным полуфермам. К прогонам и балкам листы кровли приваривали проплавными швами, по контуру — кольцевым сплошным швом к верхнему обвязочному уголку, а между собой — сплошными швами. Вертикальные швы корпуса резервуара были выполнены вразбежку —стык и частично внахлестку; горизонтальные соединения поясов — внахлестку со сплошной сваркой наружных швов и прерывистой внутренних. Все соединения выполнялись дипломированными сварщиками и дефектов не имели.

Резервуар был рассчитан на гидравлическую и дополнительные нагрузки — избыточное давление 120 и вакуум 40  $\text{мм вод. ст.}$ .

Полностью законченный и подготовленный к гидравлическому испытанию резервуар был залит водой до уровня обушка верхнего обвязочного уголка. Гидравлические испытания резервуара прошли успешно. Выявленные в процессе испытаний отпотиньи на корпусе и в нижнем тавровом шве (соединение стенки корпуса с окрайками днища) были устранены.

Плотность соединений в настиле была предварительно — до гидравлического испытания — проверена опрыскиванием керосином.

Для проверки прочности крепления конструкций кровли к корпусу и листов настила к прогонам, балкам и обвязочному уголку необходимо было создать внутри резервуара избыточное давление (132 мм вод. ст.). С этой целью был подготовлен компрессор, воздухопровод подключен к резервуару, а верхние люки задраены.

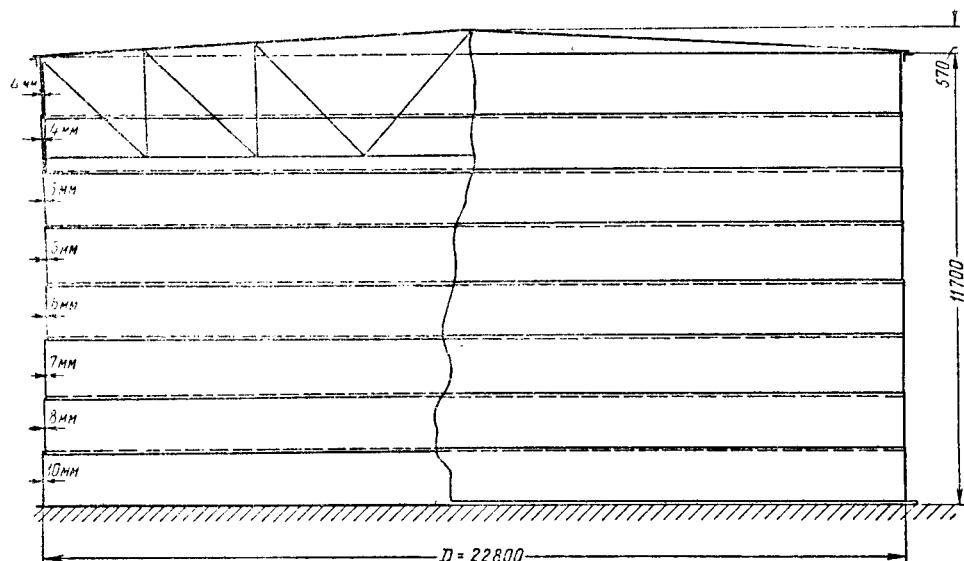


Рис. 91. Схема резервуара емкостью 4810 м<sup>3</sup>

Испытывало следовало заполненный водой резервуар с тем, чтобы дополнительно проверить его прочность при повышенном давлении во внутреннем газовом пространстве. В заполненный водой резервуар (на 0,8—0,9 объема) нужно было подать незначительный объем дополнительного воздуха; избыточное давление можно было создать и повышением уровня воды. Однако из-за несогласованности действий руководителей монтажного участка значительная часть воды была сброшена до начала испытаний; к испытаниям решено было приступить, когда объем воды составлял 1150 м<sup>3</sup> (она заполняла резервуар до уровня верха второго пояса), а объем воздуха  $V_b = 3450 \text{ м}^3$ .

Работы по герметизации закончились к 14 ч солнечного и жаркого дня при температуре наружного воздуха 30°C.

Из-за неисправности компрессора испытания пришлось отложить; подача воздуха внутрь резервуара не производилась. Принимая решение о приостановке испытаний, руководитель участка не распорядился открыть люки.

В 14 ч 30 мин разразилась гроза. Сильный ветер и дождь с крупным градом сопровождались быстрым понижением температуры. К 15 ч температура упала до 12°C. Дождь и град продолжались. Быстрое понижение температуры привело к резкому падению давления внутри резервуара. Более высоким давлением внешнего воздуха корпус резервуара был смят на участке площадью около  $42 \text{ м}^2$ . По высоте резервуара вмятина проходила от половины третьего пояса до верха седьмого пояса; частично вмятина перешла также на восьмой пояс, но здесь она не распространялась далеко, так как этому препятствовали жесткие стойки подферменников. По окружности корпуса вмятина имела длину 6 м, глубина ее была в пределах 0,3—0,6 м. У подферменной стойки, где вмятина имела наибольшую глубину, образовался разрыв пояса — щель длиной 500 мм, шириной до 60 мм в листе толщиной 4 мм (рис. 92).

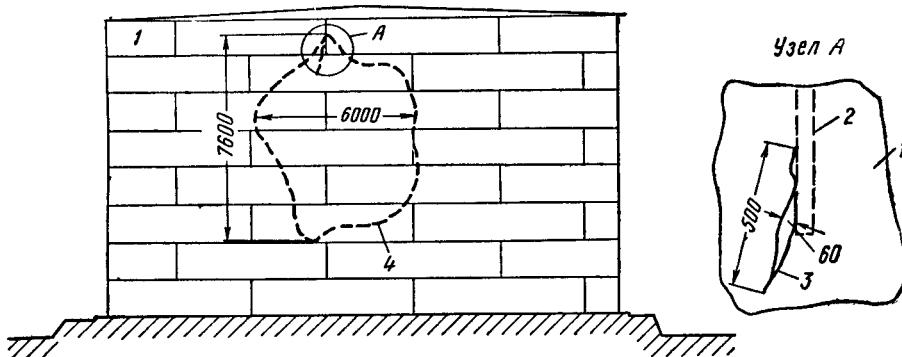


Рис. 92. Вмятина в корпусе резервуара в момент аварии  
1 — верхний пояс корпуса резервуара из листов толщиной 4 мм; 2 — подферменная стойка, приваренная к поясу; 3 — разрыв в листе верхнего пояса (щель); пунктиром показаны границы вмятины в пояссе

Нижние два пояса из стали толщиной 10 и 8 мм, расположенные ниже уровня воды, вмятин не имели.

Образование вмятины и разрыв пояса способствовали уравниванию внутреннего и внешнего давлений, поэтому конструкции покрытия сохранились, за исключением отдельных листов настила, которые прогнулись в местах, где расстояние между прогонами было наибольшим.

Какие же нагрузки действовали на резервуар к моменту повреждения?

Если предположить, что понижение температуры воздуха внутри резервуара было таким же, как снаружи, т. е. с 30 до 12°C, то объем воздуха внутри резервуара  $V_n$  (при нормальном давлении) уменьшился на величину  $V_b - \frac{1}{273} 18 = 228 \text{ м}^3$ .

$$V_n = V_b - V_b \frac{1}{273} 18 = 3450 - 228 = 3222 \text{ м}^3.$$

При таком уменьшении объема воздуха и сохранении неизменного объема замкнутой оболочки давление внутри резервуара  $p_{vn}$  снизилось до

$$p_{vn} = \frac{3222}{3450} = 0,934 \text{ ат},$$

т. е. на 0,066 ат оказалось меньше давления внешнего воздуха.

Следовательно, к 15 ат давление на 1 м<sup>2</sup> поверхности стенки и крови резервуара достигло 660 кгс; это более чем в 15 раз превысило допускаемое рабочее давление, предусмотренное проектом, так как резервуар рассчитан на вакуум 40 мм вод. ст., т. е. 40 кгс/м<sup>2</sup>.

Согласно СНиП II-В.3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», замкнутая круговая цилиндрическая оболочка, имеющая размер  $0,5 \leq \frac{L}{R} \leq 10$  ( $L$  — длина оболочки, т. е. в данном случае высота резервуара 12 м;  $R$  — радиус резервуара, равный 11 м), проверяется на устойчивость при действии внешнего равномерного давления  $p$ , нормального к боковой поверхности, по формуле

$$\sigma_2 \leq \sigma_{02}.$$

Расчетное кольцевое напряжение в оболочке

$$\sigma_2 = \frac{pR}{\delta},$$

где  $p$  — внешнее давление;  $p = 0,066 \text{ кгс/см}^2$ ;  
 $\delta$  — средняя толщина стенки резервуара в месте образования вмятины;  $\delta = 0,5 \text{ см}$ .

$$\sigma_{02} = 0,55 E \left( \frac{L}{R} \right) \left( \frac{\delta}{R} \right)^{\frac{3}{2}}.$$

При этих данных

$$\sigma_2 = \frac{0,066 \cdot 1100}{0,5} = 145 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{02} = 0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \left( \frac{1200}{1100} \right) \left( \frac{0,5}{1100} \right)^{\frac{3}{2}} = 12 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как  $\frac{\sigma_3}{\sigma_{02}} = \frac{145}{12} \approx 12$ , то оболочка резервуара должна была потерять устойчивость при значительно меньшем вакууме, чем это нами предположительно принято в расчете. На самом деле так и произошло, потому что скорость охлаждения воздуха внутри замкнутого резервуара, безусловно, отставала от скорости охлаждения наружного воздуха. Деформация корпуса была устранена путем вытяжки вмятых листов наружу и закрепления их двутаврами, вертикально поставленными

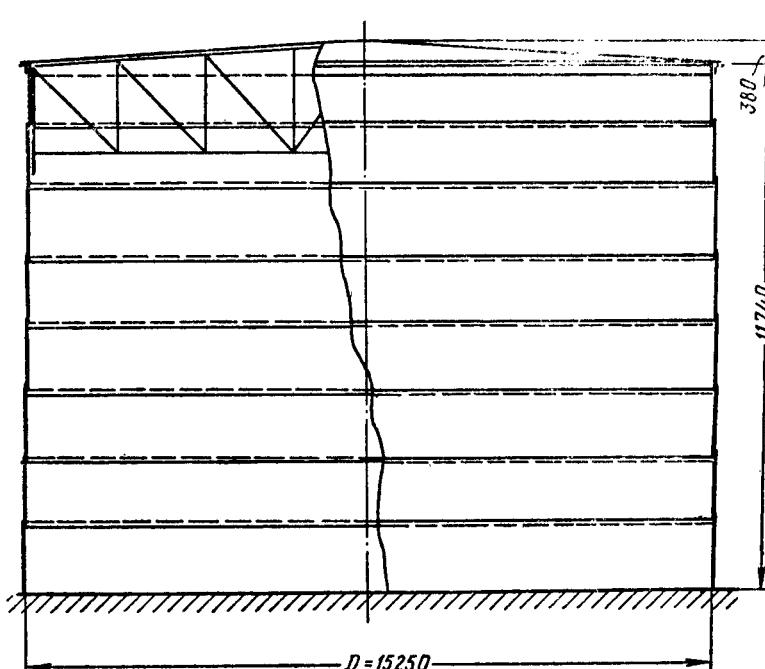


Рис. 93. Схема резервуара емкостью 2000 м<sup>3</sup>

внутри резервуара с прихваткой к листам поясов. Вытяжка производилась при помощи лебедки.

Стальной вертикальный цилиндрический резервуар емкостью 2000 м<sup>3</sup> (действительная емкостью 2145 м<sup>3</sup>) сооружен в 1954 г. по типовому проекту № 7-02-07 (рис. 93).

Корпус резервуара состоял из восьми поясов и монтировался из листов  $6000 \times 1500$  мм, толщиной 4—7 мм. Листы корпуса по горизонтальным кромкам соединялись внахлестку, по вертикальным — первые два пояса встык, остальные также внахлестку.

Днище собиралось на песчаном основании из отдельных листов, соединяемых внахлестку, кроме окрайков, которые в зоне примыкания корпуса резервуара сваривались встык на подкладке.

Кровля каркасная, из четырех полуферм, балок, прогонов и связей; настил кровли из листовой стали  $1250 \times 2500$  мм, толщиной 2,5 мм. Нахлесточные соединения листов кровли сваривались с одной внешней стороны.

Качество стали, из которой изготавлялся резервуар, и электроды для сварки соответствовали требованиям проекта. Контроль сварных соединений производился с возможной тщательностью, все обнаруженные дефекты (немногочисленные) были устранены.

Окончательному испытанию резервуара предшествовало просвечивание сварных соединений корпуса  $\gamma$ -лучами.

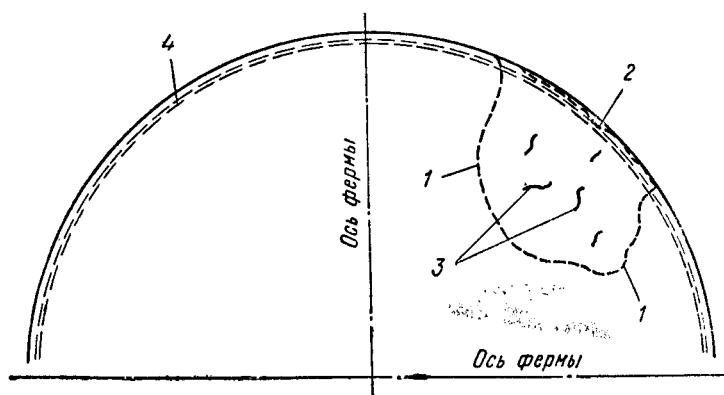


Рис. 94. Вмятина на кровле резервуара в момент аварии  
1 — граница вмятины на кровле; 2 — вдавленная часть верхнего пояса;  
3 — разрывы настила кровли; 4 — кровля

После очистки днища от шлака и грязи, уборки лесов, осмотра и подготовки оборудования, подключения трубопроводов было начато гидравлическое испытание резервуара. Вода подавалась насосом С-204 производительностью  $120 \text{ м}^3/\text{ч}$  через приемо-раздаточный патрубок при открытом верхнем люке.

В процессе гидравлического испытания течей обнаружено не было. В местах появления нескольких отпотин был произведена подварка.

Для испытания кровли на плотность и прочность давление внутри резервуара было доведено до 220 мм вод. ст. путем повышения уровня воды при закрытых люках и заглушенных патрубках. Чтобы создать избыточное давление, уровень воды был доведен до отметки обушка верхнего обвязочного уголка.

Осмотр резервуара подтвердил высокое качество всех монтажно-сварочных работ, после чего было дано распоряжение о перекачке воды из испытанного резервуара в соседний, также подготовленный для испытания.

По недосмотру руководителей испытаний сброс воды был начат при закрытых люках, без наблюдения за снижением уровня воды и состоянием конструкций резервуара.

При понижении уровня воды получилось разрежение воздуха внутри резервуара и создалась большая нагрузка на кровлю и верхнюю часть корпуса от внешнего атмосферного давления. Это привело к частичному разрушению кровли и корпуса (рис. 94). Через образовавшиеся разрывы оболочки внутрь резервуара проник атмосферный воздух и дальнейшее разрушение резервуара прекратилось.

То иную величину разрушающей нагрузки определить нельзя, так как неизвестен уровень понижения воды, а следовательно, и величина разрежения воздуха внутри резервуара в момент аварии. Можно определить примерную величину этой нагрузки. Величина разрежения  $p_b$  в внутреннем пространстве резервуара может быть вычислена по формуле

$$p_b = \frac{V_k}{V_k + V_{\text{ц}}},$$

где  $V_k$  — объем конуса кровли, наполненного воздухом перед началом сброса воды;

$V_{\text{ц}}$  — объем цилиндра, освобожденного от воды.

При высоте конуса кровли над первоначальным уровнем воды  $H_k = 0,38$  м, понижении уровня воды на  $H_y = 0,1$  м и диаметре резервуара  $D = 15,25$  м:

$$p_b = \frac{\frac{\pi D^2 H_k}{12}}{\frac{\pi D^2 H_k}{12} + \frac{\pi D^2 H_y}{4}} = \frac{0,13}{0,23} \approx 0,56 \text{ at.}$$

Таким образом, даже при понижении уровня воды на 100 мм (а для этого требовалось всего 8—9 мин) создавалась нагрузка на кровлю, превышающая 4 т на 1 м<sup>2</sup>. Такой нагрузки не могли выдержать ни стропильные формы, ни листовой настил, ни верхняя часть корпуса.

Для устранения повреждений резервуара деформированные части конструкций и листовой настил были удалены и заменены новыми.

Мокрый двухзвеньевый газгольдер объемом 30 000 м<sup>3</sup> (полезный объем 30 360 м<sup>3</sup>) был смонтирован в 1963 г. методом полистовой сборки по типовому проекту ГРЗ0000 (рис. 95).

Кровельный настил колокола опирался на 16 ферм.

После завершения всех монтажных и сварочных работ, промежуточных испытаний плотности сварных соединений отдельных частей весь газгольдер в целом подвергся окончательному испытанию наливом водой и наполнением воздухом колокола и телескопа.

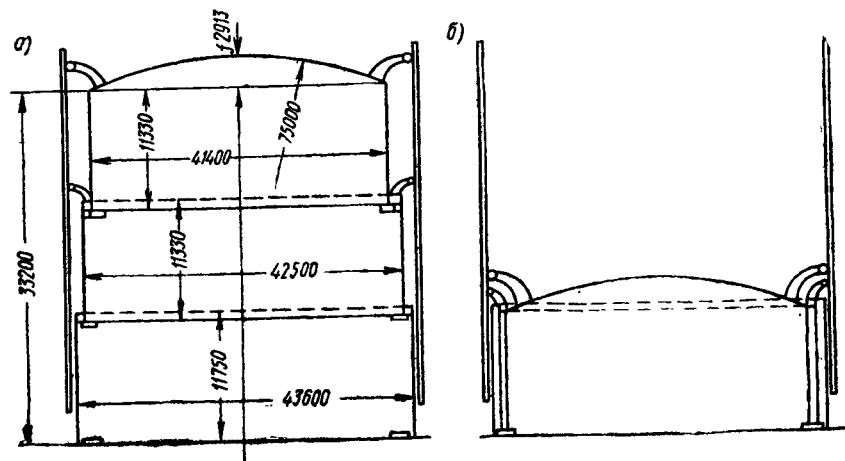


Рис. 95. Схема мокрого двухзвеньевого газгольдера объемом 30 000 м<sup>3</sup>  
а — при высшем положении колокола; б — при инишем положении колокола

Испытание проводилось летом при дневной температуре 30—33°C.

К концу рабочего дня (17 ч) телескоп и колокол находились на днище резервуара, полностью залитого водой. При этом все задвижки перепускного устройства и крышки люков на колоколе были закрыты. Объем воздушного пространства между зеркалом воды и покрытием колокола был равен примерно  $V_b = 1500$  м<sup>3</sup>. После захода солнца, когда испытания были прекращены, температура воздуха быстро упала до 10—13°C, т. е. стала на 20° ниже, чем была к концу рабочего дня.

Понижение температуры воздуха привело к образованию вакуума внутри колокола (в замкнутом пространстве неизменного объема) и частичному разрушению элементов кровли. Четыре фермы из 16 были смяты, опоры оторваны от стенок колокола и втянуты внутрь вместе с настилом кровли, связями и распорками. Пояса и раскосы ферм потеряли устойчивость и деформировались. Верхняя часть стенки колокола

пострадала незначительно. Настил также получил лишь небольшие деформации и небольшое количество разрывов.

При понижении температуры на 20°C и при полном уравнивании наружной и внутренней температур в колоколе объем воздуха в замкнутом пространстве  $V_b$  был уменьшен на величину

$$V_y = V_b \frac{20}{273} \approx 110 \text{ м}^3.$$

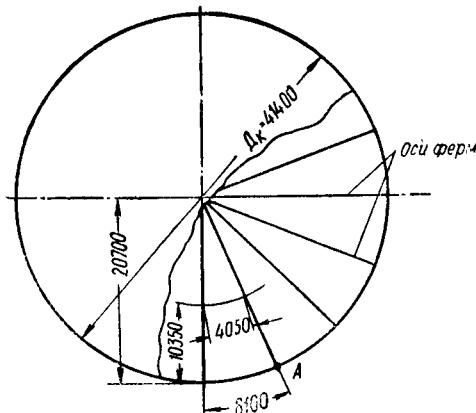
Давление во внутреннем пространстве колокола  $p_b$  составило

$$p_b = \frac{V_b - V_y}{V_b} = 0,925 \text{ ат},$$

т. е. разность внешнего и внутреннего давлений составила 750 мм вод. ст., что создало нагрузку на кровлю 750 кг/м<sup>2</sup>. Опорная реакция каждой фермы в узле А от этой нагрузки (без учета собственного веса конструкций покрытия) была (рис. 96):

$$R_A = \frac{4,05 + 8,1}{2} 10,35 \cdot 0,75 = 49 \text{ тс.}$$

Рис. 96. Схема кровли колокола газгольдера



Это более чем в 6 раз превышало расчетную нагрузку и вызвало в первую очередь разрушение узлов крепления ферм к корпусу колокола.

Для восстановления разрушенного участка потребовалась полная замена четырех ферм, распорок и связей; настил кровли был выправлен. На восстановительные работы было затрачено трое суток, или девять смен.

### 3. ПОВРЕЖДЕНИЯ КОРПУСОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

В 1966 г. на одной из крупных приморских баз хранения светлых нефтепродуктов было смонтировано несколько групп резервуаров ёмкостью по 5000 м<sup>3</sup>. Днища и корпуса резервуаров монтировались из рулонированных заготовок, элементы кровли — из щитов.

Для расширения территории базы производилась планировка скалистого склона серией взрывов. В результате взрывных работ были повреждены корпуса шести полностью готовых цилиндрических резервуаров. Сильные повреждения — вмятины, разрывы поясов и т. п. — получили корпуса со стороны, обращенной к очагу взрывов.

Комиссия, устанавливая возможность устранения дефектов и подготовки резервуаров к эксплуатации, предложила способы восстановления трех резервуаров, а остальные три признала полностью непригодными для приема нефтепродуктов. По предложению комиссии эти три резервуара были демонтированы, на их месте возведены новые, что, естественно, потребовало крупных дополнительных затрат труда и металла, задержало введение базы в строй.

Между тем не всегда целесообразно заменять дефектные резервуары новыми. В отечественной практике имеются примеры, когда поврежденные резервуары (или резервуары, в которых имелись дефекты, допущенные при монтаже и изготовлении) ремонтировались и сдавались в эксплуатацию после частичного демонтажа корпусов и замены дефектных частей новыми (при этом сохранялись днище и кровля полностью, а корпус частично) или после смены корпуса целиком (при этом сохранялись остальные элементы резервуара).

Так, на базе долговременного хранения нефтепродуктов были выявлены существенные дефекты в корпусах четырех резервуаров емкостью по 4600 м<sup>3</sup>, смонтированных в 1953—1954 гг. по ранее действовавшему ГОСТ 2486—44. Некачественность заключалась в неправильной форме корпусов, прожогах, трещинах в сварных швах и целом металле. Эти дефекты препятствовали вводу резервуаров в эксплуатацию.

Корпуса резервуаров состояли из восьми поясов; на верхнем поясе был приварен обвязочный уголок, на нижнем — уторный уголок. Конструкция кровли — листовой настил по прогонам и балкам, опирающимся на восемь стропильных полуферм.

У всех четырех резервуаров наибольшее количество дефектов находилось на шести нижних, наиболее ответственных поясах, выполненных из кипящей стали.

По предложению инж. В. В. Свисткова было принято решение заменить листы корпуса в шести нижних поясах, полностью сохранив два верхних пояса корпуса, днище (кроме окрайков), несущие конструкции и настил кровли, которые могли быть использованы без каких-либо переделок и ремонтов. Проектом производства работ, подкрепленным экономическими расчетами, предусматривалось снаружи резервуара установить на прочные основания четыре пространственные опоры решетчатой конструкции, сваренные из уголков и воспринимающие ветровые и монтажные нагрузки. Между пространственными опорами намечалось установить еще четыре дополнительные стойки для восприятия только вертикальных нагрузок от кровли (рис. 97).

Демонтаж корпуса на высоту шести поясов (9 м) осуществляли следующим образом: вырезали отдельные «карты» шириной до 8 м, весом около 4 т, опускали на грунт при помощи троса и блока и оттаскивали в сторону (рис. 98). «Карты» вырезали кислородно-ацетиленовыми резаками; вначале разрезали горизонтальный шов между седьмым и шестым

поясами, затем «карту» отрезали по вертикали на участке от верха до утёрного уголка и по горизонтали по утёрному уголку. Этапы демонтажа показаны на рис. 99 и 100.

Послед удаления дефектной части корпуса и смены окрайков днища монтажники приступали к полистовой сборке корпуса (из отдельных свариванных листов), постепенно наращивая его (рис. 101).

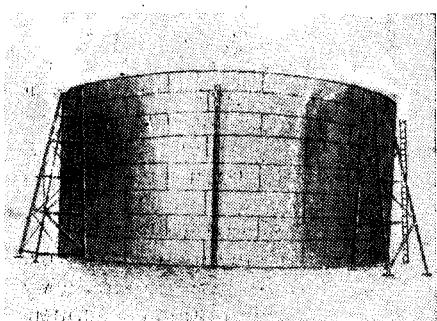


Рис. 97. Установка несущих опор и стоек на резервуаре

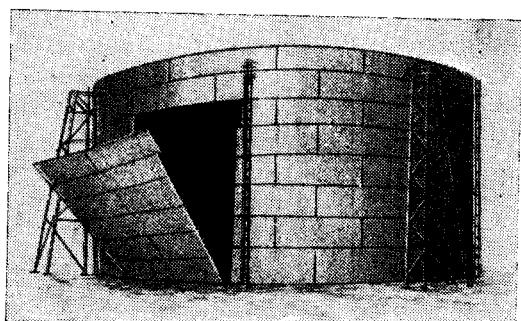


Рис. 98. Опускание вырезанной «карты» на землю

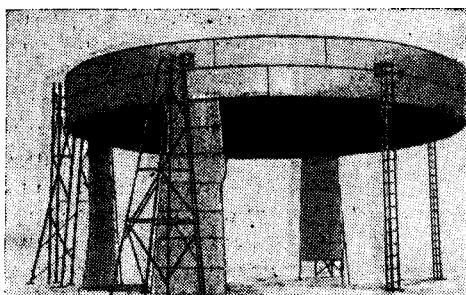


Рис. 99. Этап демонтажа корпуса

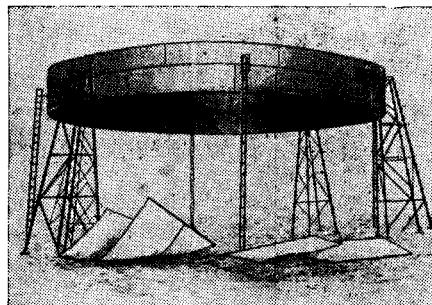


Рис. 100. Резервуар, освобожденный от шести нижних поясов

На первом резервуаре возникли трудности при подгонке сопряжений верхней кромки нового, шестого пояса с нижней частью старого, седьмого пояса. На следующих резервуарах для подгонки горизонтальных

сопряжений поясов использовались специальные стяжные приспособления, которые облегчили эту работу.

Отчетные данные показали, что принятый и осуществленный порядок производства работ позволил сэкономить на каждом резервуаре 37 т металла и сократить время монтажа в 2 раза.

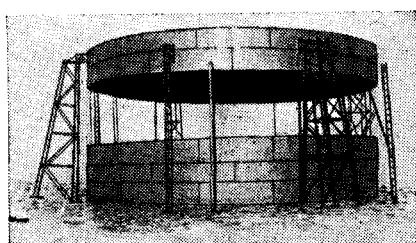


Рис. 101. Монтаж новых нижних поясов

Учитывая имеющийся опыт, следует признать ничем не оправданный полный демонтаж упомянутых в начале данного параграфа трех резервуаров на приморской базе, у которых была повреждена лишь небольшая часть корпуса, обращенная к месту взрыва. Эти резервуары также могли быть восстановлены с использованием значительной части элементов конструкций.

#### 4. ПОВРЕЖДЕНИЯ ОБОЛОЧЕК ТРАНШЕЙНЫХ РЕЗЕРВУАРОВ

Причиной крупных потерь нефтепродуктов иногда служили пробоины, образующиеся от сварочных проводов с поврежденной изоляцией. Введенные внутрь резервуара при его сооружении через люки-лазы сварочные электропровода располагаются на поверхности днища. В местах поврежденной изоляции оголенный провод может замкнуться накоротко с днищем, что приводит к образованию пробоин диаметром 6—8 мм. Не всегда удается обнаружить эти пробоины: они могут располагаться вдали от зоны сварных швов (т. е. мест, тщательно проверяемых), быстро закрываются плотными пробками из грязи, ржавчины и масла. Такие пробки обладают достаточной водоупорностью, хорошо сопротивляются воздействию давления большого столба воды, особенно при отрицательных температурах, когда основание промерзает. Вследствие этих причин при гидравлических испытаниях резервуаров пробоины не всегда обнаруживаются, так как утечки воды не происходит. Такой резервуар сдается в эксплуатацию под налив нефтепродуктов. Через 3—6 ч в заполненном резервуаре начинает снижаться уровень налива нефтепродукта: пробки, хорошо удерживавшие воду, под воздействием бензина (или керосина) рассасываются.

Именно по указанной выше причине произошли большие утечки бензина из заглубленных траншейных резервуаров, сооруженных на одной из крупных баз. Эти резервуары, выполненные по проекту № 7-02-284, были установлены на глинистом основании. Емкость каждого траншейного резервуара равнялась 5000 м<sup>3</sup>. Конструкция резервуара рассчитана на

внутреннее избыточное давление 200 мм вод. ст. и вакуум 25 мм вод. ст.  
Размеры резервуара приведены на рис. 102.

Весной 1965 г. резервуары подверглись гидравлическому испытанию,

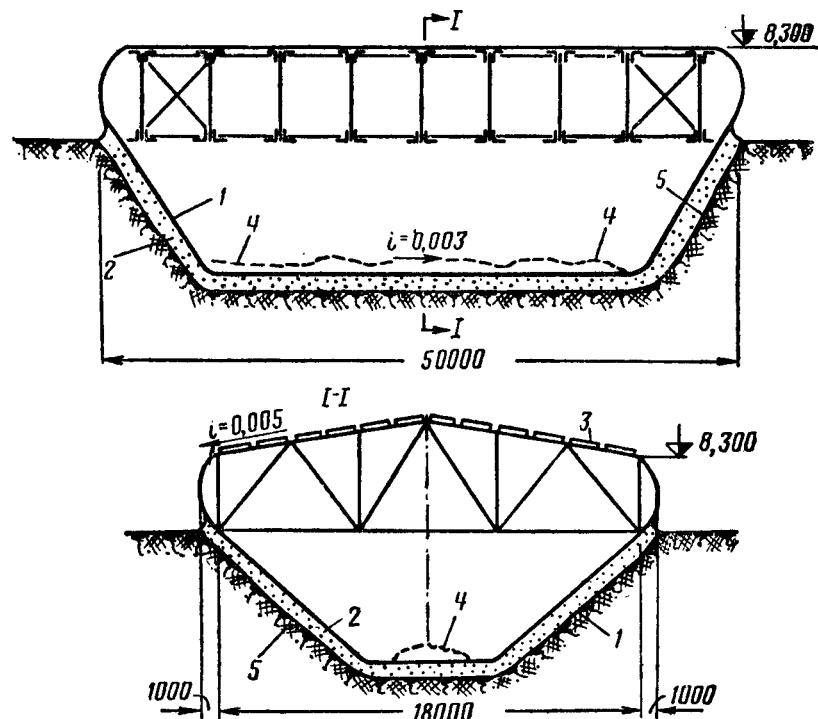


Рис. 102. Траншейный заглубленный резервуар емкостью 5000 м<sup>3</sup> для светлых нефтепродуктов (типовой проект № 7-02-284)  
1 — стальная оболочка; 2 — гидроизоляционный слой; 3 — плиты ПКЖ; 4 — хлопун в оболочке, наполненный бензином; 5 — гидрофобный слой

причем заполненные водой, они выдерживались несколько суток. Утечек воды обнаружено не было; уровень налива не снижался.

После сброса воды резервуары были залиты бензином. Через несколько часов обнаружились утечки: уровень бензина начал понижаться. Общие потери составили десятки тонн. В связи с непрекращающейся утечкой четыре резервуара пришлось освобождать от бензина. Осмотром защищенных резервуаров в ряде мест траншейной части были выявлены отверстия размером от 1 до 8 мм. Часть отверстий в виде круга

или овала носила явные следы прожога; располагались прожоги в нижней и верхней частях оболочки. Одно отверстие было обнаружено рядом с низом шпангоута, в месте приварки к нему оболочки.

Через отверстия, пробки в которых растворились, бензин проник под оболочку и при наличии глинистых грунтов задержался в изоляционном слое. Изоляционный (гидрофобный) слой был частично растворен бензином.

После освобождения резервуаров бензин скопился под нижней частью оболочки и выпустил ее внутрь (вверх); в этом месте образовался продольный «хлопун» (вал), наполненный смесью бензина и гидрофобной изоляционной массы. Хлопун располагался по всей длине резервуара; в двух резервуарах он имел высоту 200—300 мм, в двух других — 500—800 мм, ширину до 2,5 м. В резервуарах, где бензин просочился под оболочку через отверстия в ее верхней части, хлопуны были особо велики. В тех случаях, когда в районе образовавшегося хлопуна имелись отверстия, небольшая часть бензина продолжала самопроизвольно просачиваться внутрь резервуара и хлопун несколько уменьшался в размерах.

Устранение обнаруженных дефектов, послуживших причиной аварийной утечки бензина, оказалось сложным делом: обычные методы ликвидации отверстий сваркой здесь были невозможны без серьезных подготовительных работ по предупреждению загорания просочившегося бензина или взрывов смеси его паров и воздуха.

Восстановление резервуаров началось с выполнения следующих работ:

1) грязевым насосом произведена откачка смеси бензина с гидроизоляцией массой из-под оболочки. Для этого в днище были сделаны отверстия диаметром 120—150 мм (одно в нижней, другое в верхней части днища). Каждое такое отверстие выполнялось сверлением по кругу ряда отверстий диаметром 16—20 мм, при этом во избежание искрообразования сверло обильно поливали солидолом. Насос приводился в движение взрывобезопасным электродвигателем;

2) взрывобезопасные пары были удалены из резервуара путем многократного продувания его свежим воздухом;

3) произведен контроль плотности оболочек последовательно двумя способами: визуально с очисткой всех сварных соединений и протиркой ветошью поверхности листов; эластичной вакуум-камерой (с разрежением 0,7) и применением мыльного раствора (это стало возможным, так как битумный изоляционный слой частично растворился).

Удаление взрывобезопасных паров из-под оболочки первоначально было намечено произвести подачей туда сжатого воздуха через имеющиеся отверстия. После многократного обмена воздуха под оболочкой и его лабораторного анализа на взрывобезопасность было решено нагнетать под оболочку инертный углекислый газ. Сварка под защитой углекислого газа применяется на предприятиях ряда ведомств. Например, согласно «Пра-

вилам обеспечения пожарной безопасности при ремонте нефтеналивных судов» (Минречфлот РСФСР, 1962), электросварка и газорезка в отсеках нефтеналивных судов могут производиться с применением охлажденных дымовых газов температурой не выше 55°C; при этом все отсеки должны быть заполнены углекислым газом не менее чем на 12%. Метод ДМ-51 предусматривает, в частности, получение дымовых газов, содержащих не менее 12% углекислого газа, путем сжигания каменного угля или мазута, дров и другого топлива.

Предполагалось, что после выполнения этих работ можно будет безопасно заварить отверстия.

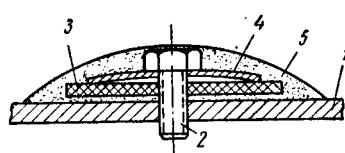


Рис. 103. Герметизация круглого отверстия

1 — оболочка резервуара; 2 — винт;  
3 — бензостойкая прокладка; 4 —  
стальная шайба; 5 — заплата из эпо-  
ксидного состава

Однако впоследствии, в ходе выполнения работ, было установлено, что продувка воздухом практически не дает гарантии полного удаления взрывоопасных паров бензина. При вскрытии части оболочки выяснилось, что в ряде мест она плотно прижата к изоляционному слою, вследствие чего бензин накопился не только в этом слое, но и в материковом, глинистом. В этих условиях невозможно было нейтрализовать пары бензина под всей оболочкой и обеспечить безопасность сварочных работ.

Тогда было решено не производить огневые работы внутри резервуаров, а имеющиеся отверстия заглушить при помощи винтов с шайбами и герметизировать эпоксидным составом (рис. 103). На основе лабораторных испытаний был подобран необходимый состав для герметизации стальных резервуаров из следующих компонентов:

Эпоксидная смола ЭД-6 . . . . .	100 вес.ч.	(50%)
Дибутилфталат (пластификатор) . . . . .	20	" (10%)
Полиэтиленполиамин (отвердитель) . . . . .	10	" (5%)
<b>Наполнители:</b>		
алюминиевая пудра . . . . .	20	" (10%)
тальк . . . . .	40—50	" (25%)

Пластификатор снижает вязкость смолы, а отвердитель способствует ее необратимому твердению. Наполнители, хотя и повышают вязкость эпоксидной смеси, но приближают ее коэффициент линейного расширения к коэффициенту линейного расширения стали и снижают усадку смеси.

Эпоксидный состав приготавлялся по специальной технологии, с тщательной дозировкой, при определенной последовательности смешивания и с подогревом составных компонентов в водяной ванне.

Поверхность, на которую наносили эпоксидный состав, тщательно очищали до металлического блеска и обезжиривали.

Обнаруженное одиночное отверстие в оболочке резервуара рассверливали и в нем нарезали резьбу, затем устанавливали винт на шайбе и

бензостойкой прокладке (также обезжиренных); все детали густо смазывали эпоксидным составом. Узел покрывали сверху эпоксидной заплатой. Отверстие неправильной формы или группа отверстий, расположенных рядом, перекрывали одной общей планкой-накладкой (рис. 104).

Процесс отвердения (полимеризации) эпоксидной смолы при низких температурах протекает медленно, а при отрицательных и совсем

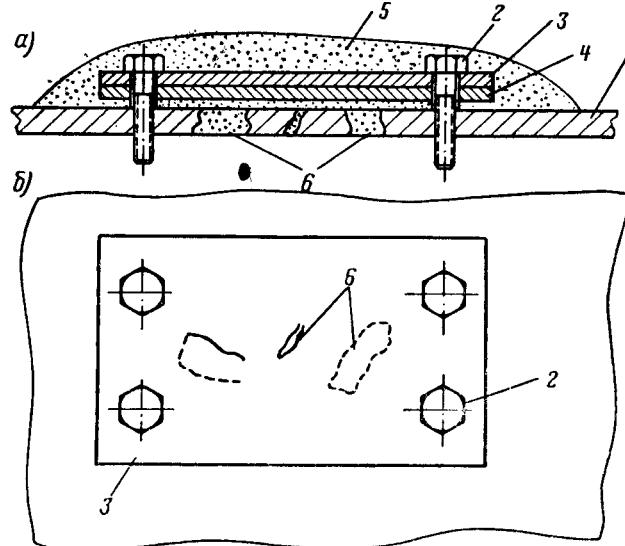


Рис. 104. Герметизация группы отверстий или отверстия неправильной удлиненной формы

*a* — разрез; *b* — план; 1 — оболочка; 2 — винт; 3 — накладка; 4 — прокладка бензостойкая; 5 — заплата из эпоксидного состава; 6 — отверстия в оболочке

прекращается. При температуре выше 20°C скорость отвердения существенно повышается и механические свойства соединения улучшаются. Поэтому при заделке отверстий в резервуарах применялся подогрев заплат электролампами.

После заделки отверстий резервуары вновь были залиты бензином и за ними установлено тщательное наблюдение. Годичный срок эксплуатации восстановленных резервуаров подтвердил надежность принятого метода исправления.

##### 5. РАЗРУШЕНИЕ РЕЗЕРВУАРА ОТ ВЗРЫВА ПАРОВ НЕФТЕПРОДУКТОВ

В 1954 г. летом на одной из приволжских баз долговременного хранения нефтепродуктов заканчивались работы по сооружению вертикального стального резервуара емкостью 4800 м<sup>3</sup>. Резервуар располагался вблизи других емкостей, уже находящихся в эксплуатации, залитых различными нефтепродуктами.

Монтировался резервуар полистовым способом. Листы днища укладывались на гидроизоляционный слой, их нахлесточные соединения сва-

ривались с одной стороны — изнутри резервуара. Листы корпуса по горизонтальным кромкам соединялись внахлестку, по вертикальным — встык в нижних поясах и внахлестку в верхних (рис. 105).

Стальной настил кровли резервуара собирался из листов  $1250 \times 2500 \times 2,5$  мм, укладываемых внахлестку, свариваемых между собой сплошными швами и привариваемых сплошным кольцевым швом к верхнему обвязочному уголку; кроме того, настил приваривался к прогонам

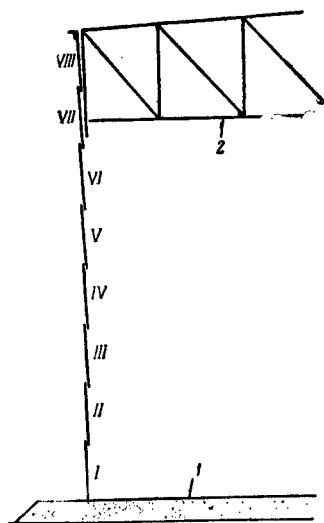


Рис. 105. Схема резервуара емкостью  $4800 \text{ м}^3$   
1 — VIII пояса корпуса; 2 — днище; 2 — полуферма

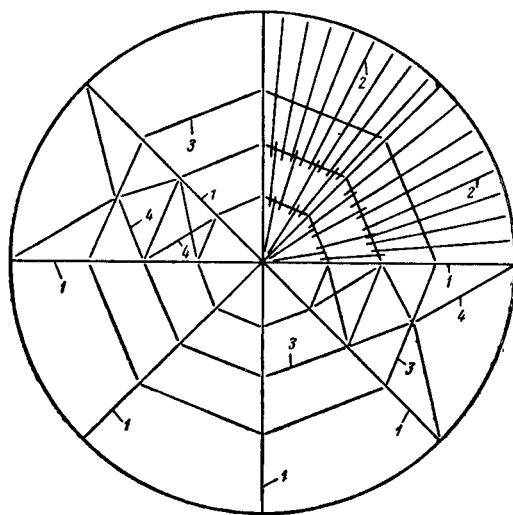


Рис. 106. Схема покрытия резервуара  
1 — полуфермы; 2 — балки; 3 — прогоны; 4 — связи

и балкам проплавочными швами. Прогоны и балки болтами и сварными швами соединялись с верхними поясами восьми полуферм, которыекреплялись вертикальными и горизонтальными связями (рис. 106).

После выполнения всех основных монтажных и сварочных работ резервуар был подготовлен к гидравлическому испытанию.

Гидравлическое испытание проводилось водой со слоем керосина, что, как известно, позволяет наиболее полно выявить даже незначительные неплотности в сварных соединениях. Для этого в резервуар в течение двух дней было подано  $4800 \text{ м}^3$  воды по базовым эксплуатационным трубопроводам из р. Волги и около 5 т керосина из других резервуаров по тем же трубопроводам. Температура воды равнялась  $18^\circ\text{C}$ .

Выявленные при гидравлическом испытании отпотини и течи были

устраниены с соблюдением установленных правил, предусмотренных указаниями о порядке проведения гидравлических испытаний. Затем из резервуара было сброшено (в другой резервуар) около  $4000 \text{ м}^3$  воды. Эта операция проводилась при открытых верхних люках во избежание разрушения резервуара от вакуума. Уровень воды был снижен до середины второго пояса.

Вслед за этим монтажная бригада приступила к испытанию прочности и плотности кровли. Все люки и патрубки на кровле были заглушены. Повышением уровня воды внутри резервуара создавалось необходимое избыточное давление, позволявшее выявлять имеющиеся в кровле неплотности. Они отмечались мелом.

Когда миновала надобность в избыточном давлении, один из люков был открыт. Монтажная бригада отправилась на обед. Сварщику поручили заварить обнаруженные дефектные места; он спустился вниз и включил сварочный аппарат. В этот момент внутри резервуара произошел взрыв, силой которого листовой настил кровли общим весом более 10 т был оторван от конструкций покрытия и элементов корпуса, поднят вверх и сброшен на землю.

Все швы, связывающие настил с верхним обвязочным уголком, балками и прогонами, а также некоторые швы, соединяющие листы между собой, общей протяженностью 400 м были мгновенно разрушены. Остался целым только шов длиной около 2 м с одной стороны кровли на обвязочном уголке. Часть настила кровли повисла на этом уголке, часть расположилась наклонно, под углом к стенке корпуса, и наибольшая часть упала на землю в пределах обвалования (на земляной вал, окружающий группу резервуаров, и за его пределами).

Под влиянием взрывной волны настил был поднят на высоту до 33 м и, падая, описал круг радиусом, равным диаметру резервуара (рис. 107). В значительной части настила образовались надрывы, отдельные листы были оторваны и отброшены далеко в стороны. Разрывы листов произо-

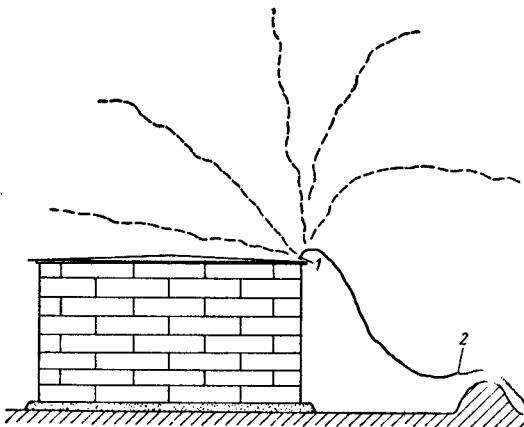


Рис. 107. Положения настила кровли резервуара в момент взрыва

1 — уцелевший шов, прикрепляющий настил к верхнему обвязочному уголку; 2 — конечное положение разрушенного настила кровли

шли как по сварным соединениям, так и по целому металлу. Некоторые прогоны, элементы обрешетки оторвались от балок и ферм, упав вместе с настилом, к которому были приварены. Все восемь полуферм остались на своих местах, крепления их к корпусу не были разрушены.

Балки в отдельных местах оторвались от верхних поясов ферм и заняли различные положения под углом к горизонту.

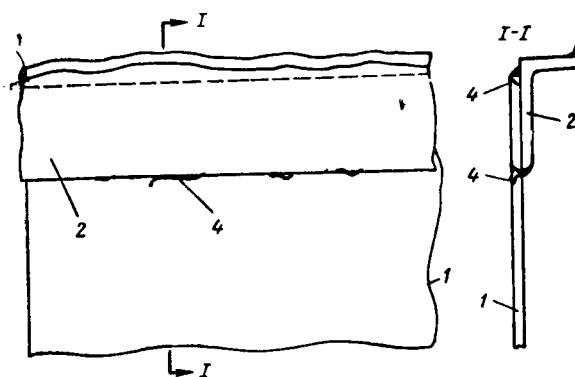


Рис. 108. Деформация верхнего обвязочного уголка

1 — верхний пояс корпуса из листов толщиной 4 мм; 2 — верхний обвязочный уголок  $60 \times 60 \times 5$  мм; 3 — остатки сварных швов; 4 — надорваны на верхнем поясе.

фермы на участках по 6—8 м выпучились до 300—400 мм. В средних поясах также появились небольшие отклонения наружу, и стена между опорами ферм приняла бочкообразную форму (рис. 109).

Под действием большого внутреннего давления в резервуаре в момент взрыва (несмотря на наличие воды, уровень которой достигал середины второго пояса) произошел отрыв от основания (гидроизоляционного слоя) наружной части днища, края днища по периметру приподнялись над основанием. Об этом свидетельствовали трещины в гидроизоляционном слое. После взрыва края днища вернулись вновь в почти первоначальное положение. На какую высоту приподнимались края днища в момент наибольшего внутреннего давления — точно установить нельзя, но судя по глубине распространения трещин в радиальном направлении (до 400—500 мм), она была значительная — до 20—25 мм. Видимо, до отрыва кровли в момент взрыва положение днища было таково, как это показано на рис. 110.

Сейчас же после взрыва слой горючего на поверхности воды загорелся.

Каковы же причины, повлекшие взрыв и разрушение резервуара?

Верхний обвязочный уголок уцелел на корпусе, но на значительном протяжении получил деформации — полка уголка размалковалась вверх (рис. 108). Силой, возникшей при отрыве настила и переданной через уголок, были повреждены (надорваны) листы верхнего пояса корпуса толщиной 4 мм.

Сравнительно тонкие листы четырех верхних поясов корпуса в промежутках между опорными стойками

длиной 400—450 мм. В средних

Расследованием, производившимся непосредственно после аварии, установлено, что в резервуар подавалась вода по внутрибазовым трубопроводам, предварительно не защищенным, и вместе с водой был подан бензин, который в них оставался. То же могло иметь место и при подаче керосина, слой которого, как это сказано выше, было предусмотрено создать при гидравлическом испытании. Наличие бензина в слое керосина на поверхности воды подтверждалось его легким воспламенением во время взрыва.

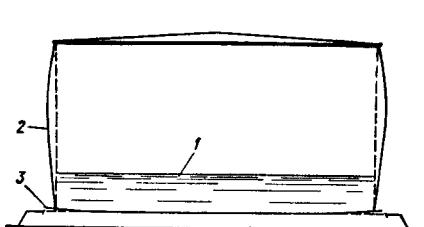


Рис. 109. Схема корпуса в момент аварии  
1 — уровень воды; 2 — выпучивание стенки; 3 — отрыв днища от основания

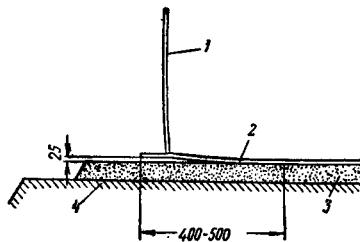


Рис. 110. Отрыв днища от основания  
1 — первый пояс корпуса; 2 — окраинки днища; 3 — гидроизоляционный слой; 4 — основание

Чтобы освободить трубопровод от остатков бензина, администрация базы должна была вначале спустить воду в канализационную сеть, а затем уже подавать ее в резервуар для гидравлического испытания. Этого сделано не было. Не были выставлены пожарные посты, не сделаны анализы для определения процентного содержания взрывоопасных паров в газовом пространстве испытываемого резервуара.

Как уже сказано, вода подавалась в резервуар в течение двух дней. Высокая наружная температура, быстрое согревание воды и, следовательно, находящегося на ней слоя горючего, увеличенный объем газового пространства (образовался при сбросе 4000 м<sup>3</sup> воды) в нагретом солнцем резервуаре — все это создало благоприятную обстановку для образования взрывоопасной концентрации паров.

Приведем некоторые пояснения о взрывоопасности паров нефтепродуктов.

Различные нефтепродукты обладают неодинаковой степенью взрывной и пожарной опасности. Это обуславливается неодинаковым молекулярным строением компонентов, из которых они состоят, их летучестью и способностью насыщать воздушное пространство меньшим или большим количеством паров (упругостью паров).

Легкие бензины с простым молекулярным строением характеризуются низкими температурами кипения, высокой упругостью паров и им свойственны наиболее низкие температуры вспышки. С усложнением молекул нефтепродуктов (мазуты, нефть, не содержащая легколетучих фракций, нефтебитумы и др.) повышаются температуры их кипения и вспышки.

Во всех случаях воспламенение, горение или взрыв возможны лишь в газовой среде — в смеси кислорода с горючими парами нефтепродуктов.

В зависимости от молекулярного строения и процентного содержания горючих паров в воздухе воспламенение смеси может завершаться горением или взрывом. Разница между горением и взрывом заключается в скорости протекания реакции.

Нефтепродукты с высокой упругостью паров (имеющие низкие температуры вспышки и способные интенсивно насыщать воздушное пространство большим количеством паров) могут, как правило, взрываться внутри сосудов и емкостей при содержании их в воздухе от 1 до 6%. Однако в зависимости от ряда обстоятельств (уровня налива, т. е. соотношения объемов, занятых продуктом и воздушным пространством, температуры и др.) пределы взываемости могут колебаться в широких диапазонах.

При незначительных воздушных пространствах, высоком уровне жидкости в сосуде опасность взрыва уменьшается, так как концентрация паров превышает верхний взрывоопасный предел. При понижении уровня жидкости опасность взрыва становится более вероятной в связи с уменьшением концентрации паров. В описанном выше случае выполняемые ранее сварочные работы в верхних поясах корпуса вначале не привели к взрыву, так как уровень воды в резервуаре был достаточно высок.

Снижение концентрации паров особенно оказывается при понижении температуры окружающего воздуха, когда упругость паров уменьшается.

Температура вспышки различна даже для одних и тех же видов нефтепродуктов и определяется содержанием в них легколетучих фракций: чем больше легколетучих фракций, тем ниже температура вспышки.

В зависимости от вида нефтепродукта, количественного соотношения паров нефтепродукта и воздуха, химическая реакция, как это уже сказано, может протекать в форме горения или взрыва, но возникновение горения или взрыва смесей паров нефтепродуктов с воздухом возможно только при наличии внешних воздействий, без которых паровоздушные смеси могут находиться длительное время без признаков химической реакции.

Для образования горения или взрыва необходимы столкновения молекул нефтепродуктов с молекулами кислорода. Такое столкновение произойдет, если повысить энергию молекул, например внесением пламени,

искры, удара и т. п. Далее происходит повышение температуры и увеличивается энергия молекул. В единицу времени число активных столкновений растет, и чем выше температура смеси, тем больше скорость химической реакции.

Следовательно, если в смесь воздуха с определенным процентом паров нефтепродуктов попадает искра (пламя), возникает небольшой очаг химической реакции, который затем распространяется с большей или меньшей скоростью на весь объем газового пространства резервуара, в котором хранится нефтепродукт.

Химическое превращение паровоздушной смеси в конечные продукты ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{CO}$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ ) происходит с выделением тепла; тепло, не имея возможности выходить из замкнутого сосуда, повышает температуру смеси, а это влечет еще большее повышение скорости реакции. Взрыв (по тепловой схеме) — это быстропротекающая теплохимическая реакция, скорости ее превосходят 2000 м/сек. Она сопровождается выделением газообразных продуктов с чрезвычайно высокой температурой (более  $2000^\circ\text{C}$ ). В зоне выделения расширяющихся газообразных продуктов повышается давление и выполняется разрушительная работа<sup>1</sup>.

Возникновение наибольшего числа активных столкновений при максимальном росте температуры смеси и скорости теплохимической реакции обеспечивается только при определенных соотношениях количеств воздуха и паров нефтепродуктов. Эти соотношения — минимальное или

Таблица 12  
ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕКОТОРЫХ НЕФТЕПРОДУКТОВ

Наименование продукта	Удельный вес в $\text{g/cm}^3$	Температура кипения в $^\circ\text{C}$	Температура вспышки в $^\circ\text{C}$	Пределы взрываемости (содержание горючих паров в воздухе в %)	
				нижний	верхний
Легкие бензины . . . . .	0,64—0,66	40—75	Ниже 28	1,1	6
Средние . . . . .	0,7	70—120	» 28	1,1	6
Тяжелые . . . . .	0,73—0,78	120—135	» 28	1,5	4,5
Керосины . . . . .	0,83	150—300	28—45	2	3
Бензол . . . . .	0,87	80	—	1,4	7,5
Толуол . . . . .	0,87	110,6	—	1,5	6
Мазуты . . . . .	0,951	265	45—120	—	—
Туймазинская нефть (сырая)	0,87	44—60	25	1,56	3,5—5,4
Зольненская нефть (сырая)	0,86	50—60	25	1,17	3,7—4,8

<sup>1</sup> Взрыв может протекать и по другой схеме, цепной, когда каждая образующаяся молекула конечного продукта обладает избытком энергии, способной непосредственно активизировать молекулы исходного продукта.

максимальное содержание паров нефтепродуктов в воздухе, когда (при наличии искры, пламени) возможен взрыв, — называются взрывными пределами. Нижний предел — наименьшее процентное содержание горючих паров, верхний предел — наибольшее (табл. 12).

Мазут прямой перегонки, если он не смешан с другими продуктами (а также синтетические масла, вазелины), не образует взрывоопасных смесей. Однако присутствие в нем даже небольшого количества сырой нефти или других продуктов с легколетучими фракциями делает его чрезвычайно взрывоопасным.

Тяжелая нефть содержит малое количество легколетучих фракций и, выделяя малое количество паров, создает взрывоопасные смеси с воздухом. Сырая нефть (а также бензин, бензол) создает высокую концентрацию горючих паров в газовом пространстве и часто выше верхнего предела взрываемости.

График взрывных пределов сырой туймазинской нефти показан на рис. 111.

Температура хранения нефтепродуктов оказывает большое влияние на процентное содержание паров в газовом пространстве резервуаров и на степень их опасности. Повышение температуры усиливает интенсивность испарения и ведет к увеличению содержания паров, понижение температуры оказывает обратное

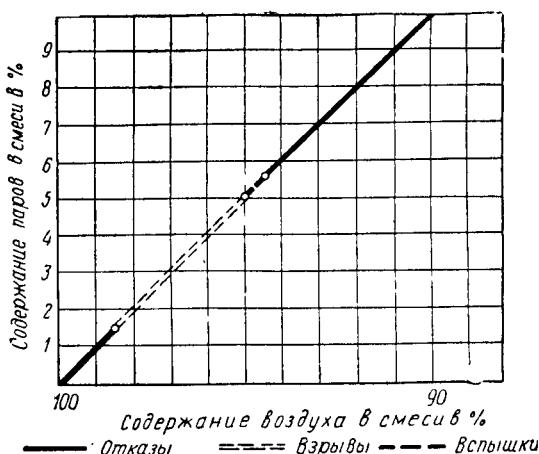


Рис. 111. График взрывных пределов сырой туймазинской нефти (температура 20°C)

влияние. Очевидно, что легкоиспаряющиеся продукты даже при обычной температуре создают смеси с процентным содержанием паров выше верхнего предела взрываемости. Поэтому опасность взрыва сырой нефти, бензина и других нефтепродуктов, содержащих легкоиспаряющиеся фракции, возрастает при низких температурах, и, наоборот, нефтепродукты, содержащие мало легкоиспаряющихся фракций, представляют большую опасность при обычных и повышенных температурах.

Рассмотрим возможный вариант хода событий, предшествующих взрыву описанного выше резервуара, а также сам взрыв смеси воздуха с парами бензина в газовом пространстве резервуара.

Высокая температура наружного воздуха и интенсивные солнечные

лучи создали внутри резервуара благоприятные условия для быстрого испарения бензина (поступившего по незачищенным трубопроводам) и насыщения его парами всего внутреннего воздушного пространства. Затем, когда уровень воды был понижен, в резервуар вошло около  $4000 \text{ м}^3$  воздуха и концентрация паров бензина понизилась до взрывоопасного предела. При 5%ной концентрации паров бензина в газовом пространстве (где давление равнялось наружному атмосферному) общее количество этих паров было

$$V_6 = 4000 \cdot 0,05 = 200 \text{ м}^3,$$

что равноценно 200 кг бензина, так как 1 л бензина, испаряясь, создает пары объемом (с плотностью, равной плотности воздуха) примерно 1  $\text{м}^3$ .

Величина энергии  $E_0$ , выделяющейся при взрыве газовой смеси, может быть определена по теплотворной способности  $Q$  бензина, 1 кг которого образует 10 000 ккал, а 1  $\text{м}^3$  5%-ных паров бензина в смеси с воздухом — примерно 500 ккал:

$$E_0 = \frac{\rho_0 Q V_0}{2},$$

где  $\rho_0$  — начальная плотность газовой смеси воздуха с парами бензина;  $V_0$  — первоначальный объем 4000  $\text{м}^3$ , состоящий из 3800  $\text{м}^3$  воздуха и 200  $\text{м}^3$  паров бензина.

Объемная плотность энергии газовой смеси равна  $\rho_0 Q$ .

$$\rho_0 = \frac{1,29 \cdot 10^3 \cdot 3800 + 0,7 \cdot 10^3 \cdot 200}{4000} = 1,27 \text{ кг/м}^3;$$

$$\rho_0 Q = 1,27 \cdot 500 = 635 \text{ ккал/м}^3.$$

Следовательно, энергия, выделяющаяся при взрыве такого объема смеси, будет

$$E_0 = \frac{635 \cdot 4000}{2} = 1270000 \text{ ккал.}$$

По теории взрывной волны, предложенной Бертело, взрыв распространяется радиально во все стороны от места импульса.

Однако следует учесть, что равномерному распространению расширяющихся во все стороны газов, образующихся при взрыве, препятствует земля, на которую опирается резервуар. Наличие такого препятствия приводит к увеличению действительной энергии  $E_1$  в 2 раза, т. е.  $E_1=2E_0$ ; в этом случае

$$E_1 = 1270000 \cdot 2 = 2540000 \text{ ккал.}$$

Данная величина значительно превосходит количество тепловой энергии, выделяемой в этих же условиях при взрыве 2500 кг тротила (тринитротолуола). Конечно, надо учесть, что мощность взрыва этого

количества тротила будет значительно больше, так как скорость его детонации в 3 раза, расширение конечных продуктов в 1000 раз, а температура взрыва примерно в 1,5 раза выше, чем у топливных смесей.

Сила и давление ударных волн, образующихся при взрыве паров нефтепродуктов и тротила, будут примерно одинаковы. Однако метательное (бизантинское) действие тротила больше в тысячи раз.

При взрыве время превращения энергии мало: она выделяется в миллионы раз быстрее, чем при обычном горении, поэтому мощность взрыва колossalна по сравнению с мощностью, развиваемой этими же продуктами при сравнительно медленно протекающей химической реакции горения.

По некоторым данным, конечный объем газов  $V_k$ , образующихся в результате взрыва паровоздушной смеси, равен  $8V_0$ , и, следовательно, радиус зоны расширения продуктов сгорания  $R_k$  равен  $2R_0$  считая от центра резервуара, имеющего радиус  $R_0$ .

В данном случае зона расширения, видимо, была на расстоянии, указанном на рис. 112. Обломки же элементов кровли были отброшены значительно дальше, так как получили в момент взрыва большую начальную скорость.

Рядом исследований установлено, что скорости сферической детонации в топливных смесях с воздухом и кислородом превосходят 2000 м/сек; например, скорость сферической детонации смеси  $(CH_4 + 2O_2)$  составляет 2389 м/сек,  $(C_3H_8 + 5O_2)$  — 2430 м/сек,  $(C_2H_2 + 2,5O_2 + 9,4N_2)$  — 2030 м/сек и т. д.

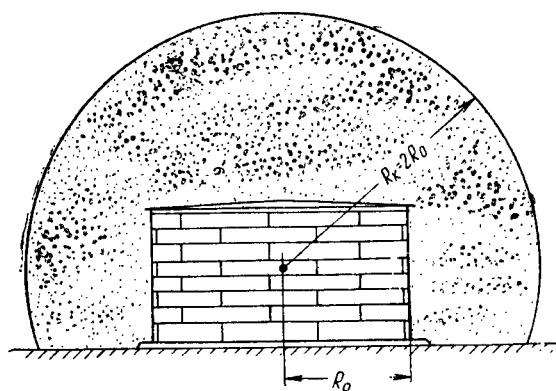
Давление, образованное газовой ударной волной, достигает 15—25 кгс/см<sup>2</sup>. Сле-

Рис. 112. Предполагаемая зона (заштрихованная) расширения конечных продуктов взрыва

дует помнить, что параметры ударной волны на некотором расстоянии от источника взрыва зависят только от энергии взрыва  $E_1$  и не зависят от других свойств взрывчатых веществ.

Все это объясняет размеры и виды разрушений, которые имели место на данном резервуаре, и которые были бы при давлениях, даже во много раз меньших, чем действовали в момент взрыва.

Администрация нефте базы, а также и монтажная организация мог-



ли бы не допустить этой аварии, выполнив ряд обязательных мероприятий; особенно необходимо было контролировать содержание паров, нефтепродуктов в газовом пространстве резервуара, в котором предполагалось производство работ с применением огня.

Зная степень опасности паров, можно было соответствующим образом подготовить резервуар для выполнения огневых работ и без дегазации.

Для определения концентрации паров и ее взрывоопасности пользуются прибором ОРСА или другими. Показанный на рис. 113 простейший прибор состоит из стеклянной банки 1 емкостью 0,2 л, герметически

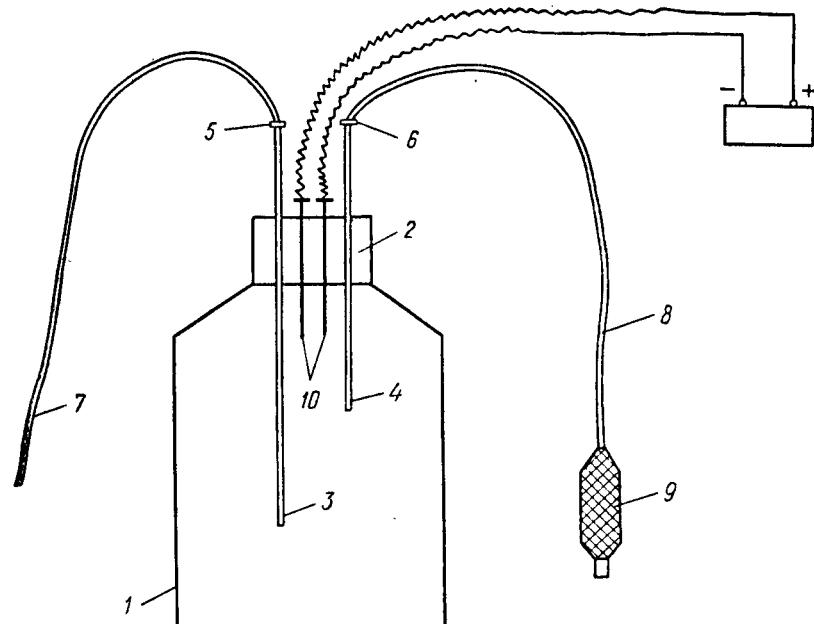


Рис. 113. Прибор для определения взрывоопасности паров нефтепродуктов  
1 — банка; 2 — резиновая пробка; 3 и 4 — металлические трубы с кранами; 5 и 6 — краны;  
7 — резиновый шланг для забора воздуха из емкости; 8 — резиновый шланг к груше;  
9 — груша; 10 — разрядник (два металлических стержня на расстоянии 1—2 мм)

закрываемой резиновой пробкой 2. Открыв оба крана 5 и 6, опускают резиновый шланг 7 в газовое пространство резервуара и в течение 1 мин засасывают газ в стеклянную банку. Затем, закрыв оба крана, переносят банку в безопасное место. Источник тока (магнето) устанавливают в 5—10 м от банки и включают ток. При наличии опасной концентрации паров в банке произойдет взрыв и пробка будет выброшена.

Для предотвращения взрыва или горения смесей нефтепродуктов с воздухом возможно вводить в газовое пространство резервуаров газы, тормозящие или совсем исключающие развитие процессов горения и взрыва. Таких газов много. Наиболее часто применяется для этой цели углекислый газ, который можно получить на простых установках (взаимодействие мела или известняка с соляной или серной кислотой). Более дешевым и доступным представляется способ заполнения резервуара определенным количеством охлажденного дымового газа. Дымовой газ, заполняя емкость, понижает процентное содержание кислорода в смеси

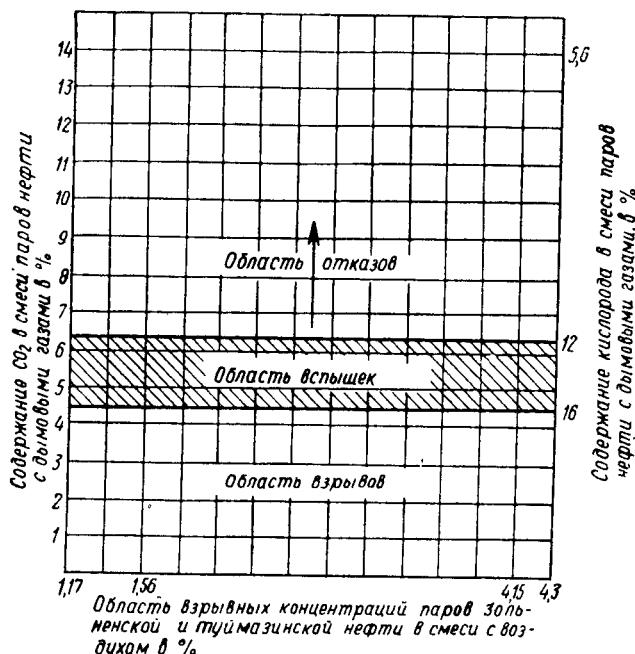


Рис. 114. График влияния процентного содержания углекислого газа и кислорода в смеси паров нефти с дымовыми газами на снижение взрывных концентраций

с горючими парами. Понижение содержания кислорода ниже 10% уже исключает возможность горения и взрыва. Важно поддерживать определенную концентрацию дымового газа и контролировать его содержание в процессе производства работ.

Получаемые при сгорании жидкого котельного топлива дымовые га-

зы имеют следующий состав: углекислый газ 14—16%; кислород 4—6%, азот 82—78%.

Производство огневых работ становится безопасным, если в газовом пространстве содержится углекислого газа не менее 7% и кислорода не более 10—11%.

Можно использовать вместо топочных газов отработанные газы двигателей внутреннего сгорания. Дымовые и отработанные газы должны быть предварительно охлаждены до температуры не выше 25°C.

График влияния процентного содержания углекислого газа и кислорода в смеси паров нефти с дымовыми газами на снижение взрывных концентраций приведен на рис. 114.

## Г л а в а VII. | ОБЩИЙ АНАЛИЗ ПРИЧИН И ОБСТОЯТЕЛЬСТВ АВАРИЙ

В предыдущих главах рассмотрено 39 аварий стальных конструкций промышленных зданий и сооружений, произошедших с 1951 по 1967 г.; кроме того, в V и VI главах описана часть достаточно многочисленных случаев местных повреждений конструкций, разрушения резервуаров и газгольдеров в процессе испытаний и строительства. Это наиболее поучительные аварии стальных конструкций за последние годы. Количество их, к сожалению, весьма значительное, позволяет сделать определенные общие выводы об обстоятельствах и причинах аварий, о виде и назначении конструкций, которые были наиболее подвержены авариям.

Из 39 аварий 16 составляют обрушения конструкций (преимущественно покрытий промышленных зданий), восемь — разрушения объемных листовых конструкций (резервуары, силос, кожухи технологических агрегатов), семь — обрушения опор ЛЭП и радиосвязи (мачт) и восемь — обрушения транспортных галерей. В книге приведено пять аварий вертикальных стальных резервуаров для хранения нефтепродуктов, изготовленных из кипящей стали. С переходом в 1954—1955 гг. на рулонный способ изготовления вертикальных резервуаров и применение для них стали по ЧМТУ 5282—55, а также электродов повышенного качества аварии таких резервуаров прекратились.

Распределение аварий по годам и пятилетним периодам приведено в табл. 13.

Таблица 13  
КОЛИЧЕСТВО АВАРИЙ ПО ГОДАМ И ПЯТИЛЕТНИМ ПЕРИОДАМ

Год	Количество аварий						
1951	2	1956	1	1961	—	1966	4
1952	1	1957	2	1962	4	1967	1
1953	2	1958	1	1963	2		
1954	2	1959	3	1964	6		
1955	1	1960	4	1965	3		
<b>Итого</b>	<b>8</b>	<b>Итого</b>	<b>11</b>	<b>Итого</b>	<b>15</b>	<b>Итого</b>	<b>5</b>

Как показывают данные табл. 13, по пятилетним периодам количество аварий остается большим. Количество аварий за пятилетия 1956—1960 гг. и 1961—1965 гг. увеличивалось быстрее, чем росли объемы стальных конструкций, примененных в промышленном строительстве. Это указывает на необходимость принятия дополнительных мер по улучшению качества проектирования, изготовления и монтажа стальных конструкций, по повышению их фактической надежности.

По времени количество аварий распределяется следующим образом: 23 аварии (59%) произошли в период строительства зданий и сооружений, 16 аварий (41%) — уже в период их эксплуатации. Конструкции, потерпевшие аварии при эксплуатации, находились в работе от 2,5 месяцев (силос Магнитогорского цементного завода) до 14 лет (покрытие мартеновского цеха Днепродзержинского завода).

Дефекты, которые оставались не выявленными в период сдачи-приемки зданий и сооружений в эксплуатацию, нередко проявляли себя только через значительные сроки службы, при неблагоприятном стечении обстоятельств.

Часто высказывается мнение, что стальные конструкции обладают большими резервами надежности и аварии их могут происходить лишь в результате сочетания нескольких неблагоприятных факторов. Считается, что каждая авария происходит, как правило, по нескольким причинам и что однопричинные аварии — крайне редкое явление, результат крайне грубых просчетов или упущений.

Анализ причин рассмотренных 39 аварий не подтверждает этого мнения: по одной причине произошло 23 аварии (59%), по двум причинам — 14 аварий (36%) и только в отношении двух аварий (5%) можно говорить о том, что они возникли в результате совместного влияния трех факторов. Более чем для половины аварий представилось возможным выявить вполне определенную и единственную причину, которая вне зависимости от других неблагоприятных факторов, обнаруженных при расследовании аварии, вызвала обрушение конструкции. В остальных случаях (кроме разрушения цементного силоса в г. Магнитогорске) также можно было выделить основную, главную причину, которая предрекла обрушение конструкций, если не в настоящем, то в будущем времени, а другие, сопутствующие причины лишь ускорили наступление аварии или увеличили ее размеры.

Данные о количестве аварий по их причинам сведены в табл. 14. Цифры в графе 2 отражают совокупность всех причин, как основных, так и сопутствующих, поэтому общее количество причин превышает количество аварий; в графе 4 указано количество аварий только по данной основной причине. В табл. 14 не учтена авария цементного силоса на Магнитогорском заводе, при расследовании которой ни одну из трех действовавших причин не удалось признать основной. Характерно, что кон-

структур этого силоса были спроектированы с большим запасом прочности и обладали, следовательно, значительными резервами надежности.

Таблица 14  
РАСПРЕДЕЛЕНИЕ АВАРИЙ ПО ИХ ПРИЧИНАМ

Причины аварий	Количество аварий по причинам, указанным в графе 1		Количество аварий, где причина, указанная в графе 1, являлась основной	
	всего	%	всего	%
	1	2	3	4
Недостатки норм проектирования, правил изготавления и монтажа конструкций . . . . .	5	8	2	5
Низкое качество материала . . . . .	9	15	7	22
Ошибки в чертежах КМ и КМД . . . . .	16	26	11	28
Низкое качество изготовления конструкций . . . . .	8	13	4	10
Низкое качество работ или упущения при монтаже конструкций . . . . .	17	28	11	28
Упущения эксплуатации . . . . .	6	10	3	7
<b>Итого . . . . .</b>	<b>61</b>	<b>100</b>	<b>38</b>	<b>100</b>

Из табл. 14 видно, что наиболее частыми причинами аварий являлись ошибки в чертежах КМ и КМД, низкое качество работ и упущения при монтаже конструкций, низкое качество изготовления конструкций. Эти три причины имели место в 67% случаев аварий. Особенно досадно, что значительная часть аварий произошла из-за грубых арифметических ошибок в расчетах, конструктивных промахов и грубейших нарушений правил производства работ.

В рассмотренных 39 случаях обрушение конструкций произошло непосредственно от следующих физико-технических причин:

Потеря устойчивости (местной и общей) при сжатии . . .	17	случаев	44%
Разрыв основного металла или сварных соединений по наплавленному металлу от статических нагрузок . . .	10	»	26%
Хрупкое разрушение стали при низких отрицательных температурах из-за ее низкого качества . . . . .	7	»	17%
Усталостное разрушение стали от переменных нагрузок . . .	2	»	5%
Прочие причины—разрыв временных расчалок, взрыв и т. д. . . . .	3	»	8%

Как видим, почти половина аварий произошла из-за потери устойчивости (общей или местной) отдельными элементами или частями (в оболочках) конструкций. Поэтому на обеспечение устойчивости сжатых и изгибающихся элементов стальных конструкций необходимо обращать осо-

бое внимание как при их проектировании, так и при изготовлении, монтаже и приемке в эксплуатацию. Нельзя допускать появления в стенках балок хлопунов, размеры которых превышают допускаемые.

В период производства работ нужно особенно тщательно следить за обеспечением прямолинейности сжатых элементов и за правильной формой сжатых листовых конструкций. Отклонения от прямолинейности и правильной формы элементов стальных конструкций не должны допускаться выше разрешенных правилами производства и приемки работ. При установке элементов конструкций в проектное положение необходимо обеспечивать их надежное временное и постоянное закрепление, вести монтаж строго в той последовательности, которая установлена проектом производства работ.

Преобладание случаев обрушения стальных конструкций вследствие потери устойчивости (местной и общей) указывает и на то, что сжатые элементы стальных конструкций обладают меньшими резервами надежности, чем растянутые. Это есть следствие и методики расчета (подбора сечений) растянутых и сжатых элементов стальных конструкций как по современным нормам — по первому предельному состоянию (по несущей способности), так и по старым — по допускаемым напряжениям.

При расчете стальных конструкций в упругой стадии работы, когда за нормативное сопротивление стали принимается наименьшее возможное значение предела текучести, переход растянутого элемента за предельное состояние не влечет его разрушения, а лишь вызывает появление значительных деформаций. Таким образом, по отношению к временному

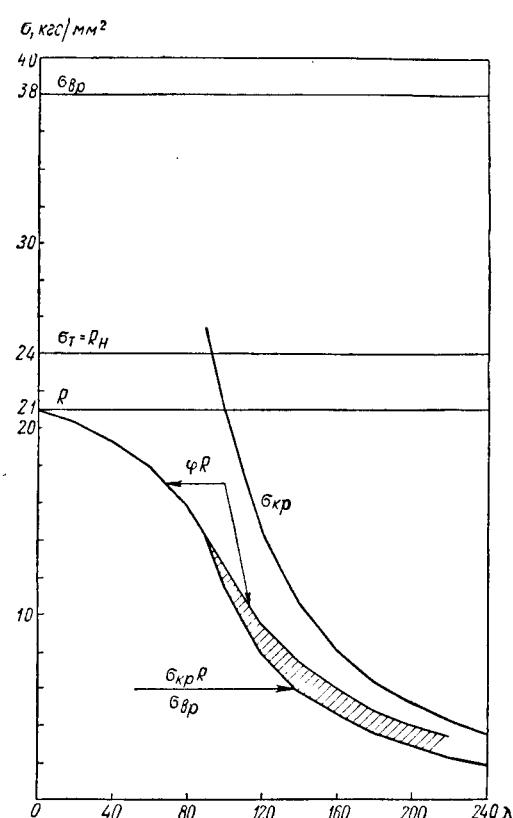


Рис. 115. График расчетных сопротивлений и критических напряжений для углеродистой и низколегированной сталей

сопротивлению материала в растянутых элементах всегда имеется не учитываемый расчетом запас прочности в размере 35—65%.

Иное положение со сжатыми элементами. Переход за предельное состояние, т. е. достижение напряжениями в сжатом элементе с гибкостью примерно до 120 критических значений предела текучести и напряжений, отвечающих критическому усилию (потере общей устойчивости), приводит к выходу элемента из строя и к обрушению статически определимой конструкции. Удержать конструкцию от обрушения в этом случае могут лишь дополнительные закрепления, превращающие конструкцию в статически неопределенную систему (см. аварию покрытия майярно-погружного цеха Нижне-Тагильского завода металлоконструкций в главе I).

Эти соображения наглядно иллюстрируют график (рис. 115), на котором нанесены для углеродистой стали марки Ст.3 наименьшее (браковочное) значение временного сопротивления  $\sigma_{\text{вр}} = 38 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , наименьшее (браковочное) значение предела текучести — нормативное сопротивление  $\sigma_t = R_n = 24 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , расчетное сопротивление  $R = 21 \text{ кгс}/\text{мм}^2$ , критическое напряжение для центрально сжатых элементов, определенное по формуле Эйлера:

$$\sigma_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EI}{l^2},$$

и сопротивление для таких элементов, равное произведению расчетного сопротивления  $R$  на коэффициент продольного изгиба.

\* \* \*

Какие же общие выводы можно сделать из анализа обстоятельств и причин 39 аварий стальных конструкций, произошедших за последние 16 лет?

Прежде всего нужно отметить, что эти причины не носят фатального характера, ни одна из рассмотренных аварий не явилась результатом действия стихийных сил — землетрясения, сильного ветра, необычно большого снегопада, гололеда и т. д. Нет оснований говорить о каких-либо серьезных недостатках как наших норм проектирования, так и правил производства работ: стальные конструкции наших сооружений обладают высокой нормативной надежностью. Можно лишь пожелать, что методика расчета стальных оболочек (в виде поверхностей вращения) на устойчивость была включена в нормы только в 1962 г. Если бы современная методика расчета таких конструкций была введена в нормы много ранее, пожалуй, ни одна из рассмотренных в книге аварий листовых конструк-

ций по причине потери устойчивости не имела бы места (телевизионная мачта в г. Кургане, радиомачта высотой 252,55 м, водяной бак в г. Енакиево).

Все аварии явились по существу результатом серьезных упущений и ошибок, допущенных инженерами и техниками, которые выполняли работы по созданию (проектированию, изготовлению и монтажу) стальных конструкций. Изучение аварий показывает, что эти работники не всегда выполняют свои обязанности с полным знанием дела и сознанием той большой ответственности, которую они несут за надежность стальных конструкций.



## Л И Т Е Р А Т У Р А

Беляев Б. И. О потере устойчивости стальными конструкциями. «Строительная промышленность», 1956, № 12; О надежности сварных ферм промышленных зданий до-военной проектировки. «Строительная промышленность», 1958, № 1; Потеря местной устойчивости стволом стальной телевизионной мачты. «Промышленное строительство», 1960, № 7; Разрушение двух воздухонагревателей доменной печи. «Промышленное строительство», 1960, № 3; Причины обрушения транспортерной эстакады Солигорского калийного комбината. «Промышленное строительство», 1963, № 12; Обеспечить тщательное расследование причин строительных аварий. «Промышленное строительство», 1965, № 8; Общность причин трех аварий стальных конструкций. «Промышленное строительство», 1967, № 5.

Брауде З. И., Бать А. А. Уроки одной аварии. «Промышленное строительство», 1961, № 3.

«Взрывная и пожарная опасность при транспортировке нефтегрузов в нефтеналивных судах». Минречфлот РСФСР, 1952.

Вукалович М. П. Термодинамические свойства газов. Машгиз, 1953.

Гайдаров Ю. В. и Патрин В. Г. Причины обрушения стальной подстропильной фермы. «Промышленное строительство», 1961, № 7.

Геммерлинг А. В. Испытание на сжатие цилиндрических оболочек. «Строительная механика и расчет сооружений», 1963, № 2.

Гребенкин В. Г. Причины обрушения конструкций печного корпуса цементного завода. «Промышленное строительство», 1960, № 2.

Довженко А. С. О причинах образования трещин в сжатой зоне сварных подкрановых балок. «Промышленное строительство», 1961, № 3.

Дубровин А. Ф. Почему обрушилось покрытие на цементном заводе. «Промышленное строительство», 1961, № 2.

«К вопросу о проектировании и эксплуатации зданий металлургических заводов с тяжелым режимом работы», вып. № 5017. ОНТИ Проектстальконструкции, 1958.

Кораблинов А. М. и Краузе Л. С. Уроки двух аварий покрытий. «Строительная промышленность», 1957, № 7.

Корчирко С. Н., Адушкин В. В., Лямин А. Т. Исследования сферической детонации газовых смесей. «Научно-технические проблемы горения и взрыва», № 2, 1965. Сибирское отделение Академии наук СССР.

«Правила обеспечения пожарной безопасности при перевозке нефтегрузов в судах наливом и в таре». Минречфлот РСФСР, 1962.

С вистков В. В. Смена аварийных корпусов резервуаров. Бюллетень «Рационализатор» № 4, 1957. Сварочно-монтажный трест № 65 Министерства строительства СССР.

С олодарь М. Б. Некоторые вопросы специализации проектирования и надежности стальных конструкций. «Промышленное строительство», 1963, № 5.

С олодарь М. Б., П л и ш к и н Ю. С. О недостатках проектов стальных конструкций транспортерных эстакад. «Промышленное строительство», 1964, № 7.

С п енглер И. Е. Некоторые вопросы проектирования, монтажа и эксплуатации стальных подкрановых балок при тяжелом режиме работы. «Промышленное строительство», 1963, № 12.

Ш а п и р о Г. А. О предотвращении аварий стальных ферм покрытий промышленных зданий. «Строительная промышленность», 1957, № 5.

Ш к и н е в А. Н. Аварии на строительных объектах, их причины и способы предупреждения и ликвидации. Стройиздат, 1960.

Я к у ш е в А. М. Деформирование сварных подкрановых балок в условиях тяжелого режима работы мостовых кранов. «Промышленное строительство», 1964, № 4.

## О Г Л А В Л Е Н И Е

Введение . . . . .	3
<b>Г л а в а I. Аварии стальных конструкций промышленных зданий</b>	
1. Обрушение стропильных ферм в прессовом цехе металлургического завода имени Ленина в г. Куйбышеве . . . . .	7
2. Обрушение сварной стропильной фермы в прокатном цехе Магнитогорского металлургического комбината . . . . .	11
3. Обрушение склада бокситов Богословского алюминиевого завода . . . . .	14
4. Аварийные деформации стропильных ферм в малярно-погрузочном цехе Нижне-Тагильского завода металлоконструкций . . . . .	16
5. Первое обрушение покрытия печного корпуса (Куйбышевского цементного завода (г. Жигулевск) . . . . .	19
6. Второе обрушение покрытия печного корпуса Куйбышевского цементного завода . . . . .	22
7. Обрушение двух стропильных ферм при строительстве цеха холодного проката Череповецкого металлургического завода . . . . .	26
8. Обрушение покрытия цеха в г. Северодвинске . . . . .	29
9. Обрушение стальных рам покрытия склада асбестовой фабрики . . . . .	36
10. Разрушение стальных конструкций покрытия машинного зала Северодвинской ТЭЦ . . . . .	39
11. Обрушение части покрытия главного корпуса обогатительной фабрики в г. Апатиты . . . . .	41
12. Обрушение стальных конструкций цеха сгустителей Норильского металлургического комбината . . . . .	43
13. Обрушение покрытия сборочного корпуса на заводе «Ленинская кузница» в Киеве . . . . .	46
14. Обрушение части покрытия мартеновского цеха Череповецкого металлургического завода . . . . .	49
15. Обрушение покрытия в двух блоках мартеновского цеха . . . . .	56
16. Обрушение стропильных ферм ангаров . . . . .	64
<b>Г л а в а II. Аварии промышленных сооружений в виде стальных оболочек</b>	
1. Обрушение водонапорного бака на Енакиевском металлургическом заводе . . . . .	70
2. Разрушение сварного цементного силоса на Магнитогорском цементном заводе	73

3. Разрушение двух воздухонагревателей доменной печи № 5 Кузнецкого металлургического комбината . . . . .	78
4. Разрушение газонагревателя на Новотульском металлургическом заводе . . . . .	82

**Г л а в а III. Аварии радиомачт и опор линий электропередач**

1. Обрушение восьми стальных радиомачт высотой 186 м . . . . .	87
2. Обрушение опор линии электропередачи Куйбышев — Москва . . . . .	91
3. Падение стальной мачты на радиорелейной линии Вильнюс — Таллин . . . . .	94
4. Выход из строя телевизионной мачты в г. Кургане . . . . .	97
5. Обрушение центральной трубчатой радиомачты высотой 252,55 м . . . . .	101
6. Падение стальной мачты радиорелейной линии Пермь — Свердловск . . . . .	105
7. Обрушение внешней радиомачты . . . . .	108

**Г л а в а IV. Аварии эстакад и транспортерных галерей**

1. Обрушение погрузочной эстакады Верхне-Тагильской ГРЭС . . . . .	112
2. Обрушение транспортерной галереи на Криворожском горно-обогатительном комбинате . . . . .	114
3. Обрушение транспортерной галереи на Карагандинском металлургическом заводе . . . . .	116
4. Обрушение транспортерной галереи на строительстве Солигорского калийного комбината № 1 . . . . .	119
5. Обрушение транспортерной галереи № 1 на Качканарском горно-обогатительном комбинате . . . . .	124
6. Обрушение моста под конвейеры на углеобогатительной фабрике Карагандинского металлургического завода . . . . .	129
7. Обрушение транспортерной галереи дробильно-обогатительной фабрики № 2 завода «Магнезит» в г. Сатка . . . . .	131
8. Обрушение пролетного строения транспортерной галереи на аглофабрике Карагандинского металлургического завода . . . . .	134

**Г л а в а V. Местные разрушения и недопустимые деформации стальных конструкций**

1. Повреждения стропильных и подстропильных ферм . . . . .	139
2. Усталостные трещины в сварных подкрановых балках для кранов с тяжелым режимом работы . . . . .	144
3. Отрыв головок у заклепок подкрановых балок в марганцовских цехах . . . . .	153

<b>Г л а в а VI. Аварии и повреждения резервуаров для хранения нефтепродуктов и мокрых газгольдеров</b>	<b>163</b>
1. Аварий резервуаров, выполненных из кипящей стали . . . . .	163
2. Повреждения резервуаров и мокрых газгольдеров в процессе испытания и эксплуатации . . . . .	168
3. Повреждения корпусов вертикальных резервуаров . . . . .	176
4. Повреждения оболочек траншейных резервуаров . . . . .	179
5. Разрушение резервуара от взрыва паров нефтепродуктов . . . . .	183
<b>Г л а в а VII. Общий анализ причин и обстоятельств аварий . . . . .</b>	<b>196</b>
<b>Литература . . . . .</b>	<b>202</b>



Беляев Борис Иванович  
Корниенко Виктор Степанович  
**ПРИЧИНЫ АВАРИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
И СПОСОБЫ ИХ УСТРАНЕНИЯ**

\* \* \*

*Стройиздат*  
Москва, К-31 Кузнецкий мост, д. 9

\* \* \*

Переплет художника С. А. Киреева  
Редактор издательства Л. А. Юдина  
Технический редактор Т. М. Кан  
Корректоры Л. П. Бирюкова, Г. Г. Морозовская

---

Сдано в набор 12/II—1968 г. Подписано к печати 14/V—1968 г.  
T-07451. Бумага 70×90<sup>1</sup>/<sub>2</sub>, 6,5 бум. л. 15,21 усл. печ. л.  
(уч.-изд. 13,32 л.)  
Тираж 15 000 экз. Изд. № А VI-265. Зак. № 106. Цена 87 коп.

---

Подольская типография Главполиграфпрома  
Комитета по печати при Совете Министров СССР  
г. Подольск ул. Кирова, д. 25

**СТРОИИЗДАТОМ ВЫПУЩЕНА В СВЕТ  
И ПОСТУПИЛА В ПРОДАЖУ КНИГА**

**Волжина Г. Н., Ровках С. Е. и Бердникова В. Г.  
«ВОССТАНОВЛЕНИЕ ИЗНОШЕННЫХ ДЕТАЛЕЙ  
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН**

240 стр., 10 000 экз., цена 85 коп.

В книге описаны различные прогрессивные способы восстановления деталей строительных машин; рассматриваются виды изнашивания деталей и факторы, влияющие на этот процесс. Описание способов изношенных деталей сопровождается изложением технико-экономических предпосылок для выбора того или иного метода. Приводится также методика разработки технологических процессов восстановления изношенных деталей и описание цехов для их централизованного восстановления.

В книге даны рекомендации по слесарно-механическим способам восстановления (метод ремонтных размеров, замена части детали, метод пластических деформаций, склеивание); способам наплавки (под слоем флюса, вибродуговая наплавка в защитной среде углекислого газа и водяного пара); нанесению металлических покрытий (металлизация, хромирование, остатливание и др.), а также по упрочнению деталей строительных машин и повышению их износостойкости путем наплавки твердыми сплавами.

При описании каждого способа восстановления рассматриваются его сущность, область применения, используемое оборудование и материалы, а также технология нанесения покрытий и их физико-механические свойства. Приведены примеры восстановления характерных изношенных деталей строительных машин.

Кроме того, в книге рекомендуются методы контроля качества восстановленных деталей и правила, гарантирующие безопасность работающих.

**Опечатки**

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
10	7, 11, 13, 22, 27 сверху	$\frac{D_1}{D_2}$	$\frac{D_2}{D_3}$
10	8-я сверху	$\dots = \frac{\pi^2 FF}{\lambda^2} = \dots$	$\dots = \frac{\pi^2 EF}{\lambda^2} = \dots$
10	15-я снизу	$\dots = \frac{\pi^2 FF}{\lambda^2} = \dots$	$\dots = \frac{\pi^2 EF}{\lambda^2} = \dots$
25	9-я сверху	на 326 кгс/см <sup>2</sup>	до 326 кгс/см <sup>2</sup>
25	10 »	на 212 »	до 212 »
76	15 »	3 кгс/м <sup>2</sup> ,	3 кгс/см <sup>2</sup> ,
89	20-я снизу	$N_h$	$n$
89	17 »	$n$	$N_h$
91	4 »	25,2	22,5
145	20-я сверху	Наастаравшее	Нааставшее
157	3-я снизу	$\Omega_m = \frac{2P_2 d_2}{4 \cdot 3} +$ $+ \frac{P_2 d_1 d_2}{4} \frac{2 P_2 d}{3 \cdot 8} = \dots$	$\Omega_m = \frac{2P_2 d_1^2}{4 \cdot 3} +$ $+ \frac{P_2 d_1 d_2}{4} + \frac{2 P_2 d_2^2}{3 \cdot 8} = \dots$
157	1-я снизу	$M_0 =$ $= \frac{P_2 (2d_1^2 + 3 d_1 d_2 + d_2^2)}{12} = \dots$	$M_0 =$ $= \frac{P_2 (2d_1^2 + 3 d_1 d_2 + d_2^2)}{12l} = \dots$
158	2-я сверху	$\dots - \frac{P_2 (d_1 + d_2)}{12} =$ $= \frac{P_2 (4d_1 + d_2)}{4}$	$\dots - \frac{P_2 (d_1 + d_2)}{12} =$ $= \frac{P_2 (4d_1 + d_2)}{24}$
158	6-я снизу	$M'_2 = \frac{P_1}{2} (d_1 + d_2) +$ $+ \frac{P_1}{6} (d_1 + 2d_2) = \dots$	$M'_2 = \frac{P_1}{2} (d_1 + d_2) -$ $- \frac{P_1}{6} (d_1 + 2d_2) = \dots$
198	4-я сверху	Распределение	Распределение