

И.А. Москалев, Г.Ф. Плюснина, А.В. Франко

ОГНЕСТОЙКОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

И.Л. Мосалков, Г.Ф. Плюснин, А.Ю. Фролов

Огнестойкость строительных конструкций

Редактор В.И. Кузнецов

**Спецтехника
Москва 2001**

УДК 699.812.2

ББК 38.6

М 81

Рецензент: Всероссийский научно-исследовательский институт противопожарной обороны МВД России.

Авторский коллектив: кандидат технических наук, доцент И.Л. Мосалков; архитектор Г.Ф. Плюснина; кандидат технических наук, доцент А.Ю. Фролов.

М81 Огнестойкость строительных конструкций: М.:
ЗАО «СПЕЦТЕХНИКА», 2001. - 496 с., ил.
ISBN 5-901018-13-3

В книге рассмотрены различные типы строительных конструкций, выполненных из металла, древесины и железобетона, а также объемно-планировочные и конструктивные решения зданий. Основное внимание уделено вопросам поведения конструкций в условиях пожара и методике расчета их пределов огнестойкости в зависимости от характера работы (изгибаемые, сжатые, растянутые, статически определимые и статически неопределимые). Кроме этого, приведены сведения, касающиеся вопросов огнестойкости зданий и сооружений с учетом совместной работы конструкций, выполненных из железобетона. Даны методы оценки состояния зданий и их конструктивных элементов после пожара, а также рассмотрены методы усиления бетонных и железобетонных конструкций, подвергшихся воздействию пожара.

Книга иллюстрирована рисунками, чертежами и графиками, приведены необходимые справочные данные, алгоритмы расчета огнестойкости металлических и деревянных конструкций.

Книга рассчитана на работников проектных организаций, органов пожарной охраны, преподавателей кафедр охраны труда высших учебных заведений и на учащихся учебных заведений пожарно-технического профиля.

УДК 699.812.2

ББК 38.6

ISBN 5-901018-13-3

© ЗАО "Спецтехника", 2001
© Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф., Фролов А.Ю.

Предисловие

Результаты экспериментальных и теоретических исследований, посвященные вопросам огнестойкости строительных конструкций и конструктивно-планировочным решениям в области противопожарной защиты зданий и сооружений, находят все большее отражение в нормативных документах. Выполнение требований, содержащихся в этих документах, является основой внедрения рациональных и эффективных решений по противопожарной защите зданий и сооружений.

Большинство современных норм исходит из того, что огнестойкость отдельной строительной конструкции может быть определена без учета взаимосвязи с другими конструкциями здания. Сравнительно недавно начались исследования огнестойкости зданий и сооружений как единого целого, т.е. рассматриваются вопросы оценки огнестойкости зданий и сооружений с учетом совместной работы строительных конструкций.

Совместная работа конструкций, их статическая схема, конструктивное решение опор (шарнирное или жесткое), стыков и отдельных элементов конструкций, безусловно, оказывают влияние на огнестойкость строительных конструкций. Как показывают исследования, это влияние может быть как положительным, так и отрицательным для огнестойкости конструкций и здания в целом.

При рассмотрении вопросов огнестойкости зданий и сооружений необходимо учитывать современные тенденции в строительстве, характеризующиеся возведением объектов многофункционального характера, принятием нестандартных объемно - планировочных решений, применением конструкций, изготавливаемых по индивидуальным проектам из новых строительных материалов, и т.д. Поэтому необходимо обращать серьезное внимание на соответствие решений, закладываемых в проектах требованиям противопожарных норм, и в том числе по вопросам огнестойкости. Речь идет о документальном подтверждении фактических пределов огнестойкости конструкций. Предел огнестойкости и класс конструктивной пожарной опасности применяемых строительных конструкций в соответствии с табл. 4,5 СНИП 21-01-97* "Пожарная безопасность зданий и сооружений" должен подтверждаться в установленном порядке:

 протоколом испытаний или экспертным заключением, выданным организациями, аккредитованными в системе сертификации и услуг в области пожарной безопасности;

 экспертным заключением, выданным организациями, имеющими лицензию на этот вид деятельности;

 сертификатом пожарной безопасности.

Наряду с экспериментальным методом определения фактических пределов огнестойкости строительных конструкций документальное подтверждение может быть также выполнено на основе расчетных методов.

Тем более, что расчетный метод определения пределов огнестойкости имеет ряд преимуществ по сравнению с экспериментальным, в частности, он более экономичен и дает возможность проверить различные варианты решений, в том числе определить предел огнестойкости конструкций большого пролета, воспринимающих значительные по величине нагрузки.

Раздел 1 написан архитектором Г.Ф. Плюсниной, раздел 2 — кандидатом технических наук, доцентом И.Л. Мосалковым, кандидатом технических наук, доцентом А.Ю. Фроловым, разделы 3, 4 — кандидатом технических наук, доцентом А.Ю. Фроловым, предисловие, разделы 5, 6, 7, приложения — кандидатом технических наук, доцентом И.Л. Мосалковым.

Авторы выражают благодарность сотрудникам ВНИИПО МВД РФ к.т.н., с.н.с. В.И. Голованову, к.т.н. В.С. Харитонову и д.т.н., с.н.с. А.П. Шевчуку за помощь, оказанную при подготовке рукописи и за ценные замечания, сделанные при ее рецензировании.

Раздел 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЯХ ЗДАНИЙ

1.1. Общие принципы и особенности объемно- планировочных решений гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий

1.1.1. Общие принципы объемно-планировочных решений зданий

Объемно-планировочным решением здания называется объединение помещений избранных размеров и формы в единую композицию. Из определения следует, что при разработке объемно-планировочного решения оперируют определенным составом помещений, которые в определенном порядке размещают в объеме здания.

Основой объемно-планировочного решения является происходящий в здании процесс. По характеру процессы весьма разнообразны. Это может быть производственный процесс, основанный на определенной технологии, или процесс обучения и воспитания детей, происходящий по определенному режиму; это может быть процесс, связанный с бытом или отдыхом людей и т.д.

От характера процесса зависят количество участвующих в нем людей, необходимое для его организации, оборудование, требуемое благоустройство и другие элементы. Совокупность элементов, составляющих процесс, определяет габариты и форму помещений, способы их взаимосвязи и порядок размещения в объеме здания. Процессы отличаются не только по характеру, но и по сложности организации. Функциональный процесс, происходящий в жилом доме, отличается от протекающих в большинстве общественных зданий функционально-технологических процессов, складывающихся зачастую из нескольких сливающихся воедино процессов (например, процесс подготовки и организации театрального действия и зрелищный процесс в театре) или существовать параллельно (например, работа зрительного зала, кружковых, библиотеки в доме культуры).

В целях создания оптимального объемно-планировочного решения функциональные процессы приводят в определенную систему, которая устанавливает, как должны быть взаимосвязаны между собой отдельные помещения или группы родственных по назначению помещений, обеспечивающих последовательность развития процесса. Графически система взаимосвязей помещений может быть представлена в виде

функциональной (технологической) схемы, на которую условно в виде прямоугольников или квадратов наносят помещения и указывают связь между ними (рис. 1.1).

Набор размещаемых в зданиях типов помещений ограничен. Это основные, вспомогательные, обслуживающие и коммуникационные



Рис. 1.1. Функциональные схемы помещений: а - функциональная схема помещений театра; б - функциональная схема помещений предприятия общественного питания

помещения. К последним относятся входные узлы, коридоры, галереи, переходы, холлы, лестничные клетки.

Объединение помещений в единую композицию в объеме здания осуществляется по схеме, которая называется планировочной. Планировочная схема разрабатывается при проектировании любого здания, поэтому число схем неограничено. Но в любой из них можно найти элементы четырех основных планировочных схем: коридорной (галерейной), секционной, анфиладной, зальной.

В коридорной схеме (рис. 1.2, в) помещения относительно небольших размеров объединяют коридором и располагают относительно него с одной (двух) сторон или по периметру. Такая схема применяется при

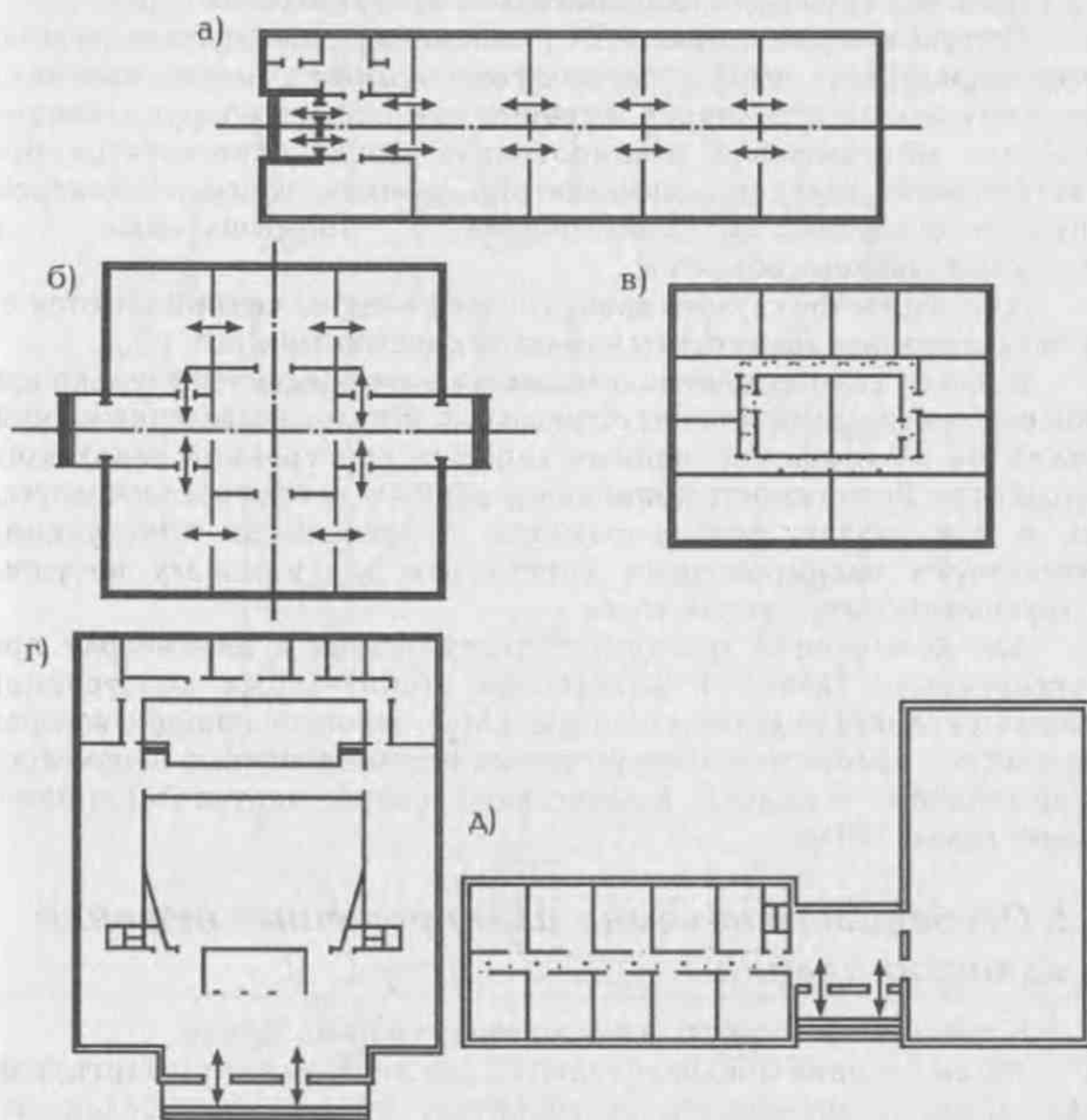


Рис. 1.2. Планировочные схемы зданий: а- анфиладная (прямоугольная); б- анфиладная (центрическая); в- коридорная; г- зальная; д- смешанная

проектировании общежитий, гостиниц, больниц, домов отдыха, жилых домов для малосемейных.

В галерейной схеме (вариант коридорной схемы) (рис. 1.3,в) помещения располагают по одну сторону открытой в окружающую среду галереи. Схема получила распространение при проектировании гражданских зданий в районах с жарким климатом.

Секционная схема (рис. 1.3,а), представляющая собой сочетание изолированных и, как правило, одинаковых по планировке отсеков-секций, является основной при проектировании жилых домов.

Анфиладная схема (рис. 1.2.а,б), в которой помещения, расположенные один за другим, соединяются через дверные проемы, размещаемые, как правило, на одной оси, находит применение при проектировании музеев, выставочных залов, некоторых магазинов.

При зальной схеме (рис. 1.2,г) имеется одно помещение больших размеров (зальное), которое располагают обычно в центре здания, и помещения меньших размеров, которые группируют вокруг зального. Одно- или многозальная планировочная схема используется при проектировании театров и кинотеатров, рынков, торговых центров, спортивно-зрелищных предприятий, промышленных и сельскохозяйственных объектов.

В большинстве случаев планировочные схемы комбинируются из двух-трех основных. Такие схемы называют смешанными (рис. 1.2,д).

Высокие темпы строительства могут быть обеспечены только при интенсивном использовании индустриальных методов возведения зданий, монтажа их из унифицированных типовых конструкций заводского изготовления. Возможность применения данного метода обеспечивается лишь в том случае, если параметры строительных конструкций соответствуют планировочным параметрам здания: шагу несущих конструкций, пролету, высоте этажа.

Для достижения требуемого соответствия в параметрах при проектировании зданий и разработке строительных конструкций применяется единая модульная система (ЕМС), основной принцип которой заключается в кратности конструктивных и планировочных параметров единой величине — модулю. В качестве основного модуля (М) принята величина равная 100 мм.

1.1.2. Особенности объемно-планировочных решений гражданских зданий

К гражданским относят жилые и общественные здания.

Жилые здания предназначены для постоянного (квартирные жилые дома) и временного (общежития) проживания людей. Их проектирование при этажности до 25 этажей осуществляется по СНиП [1].

Объемно-планировочные решения квартирных жилых домов определяются характером застройки, этажностью, количеством квартир. С

учетом этих факторов квартирные жилые дома условно классифицируют на дома усадебного и городского типа.

Жилые дома усадебного типа одно-двухэтажные одноквартирные или сблокированные, состоящие из двух и более квартир с непосредственным выходом наружу из каждой квартиры, получили распространение в пригородных зонах, сельской местности и небольших рабочих поселках.

В многоэтажных многоквартирных жилых домах городского типа, объединение квартир и коммуникационных помещений осуществляется по секционной, коридорной или галерейной планировочным схемам (рис. 1.3).

Секционные жилые дома (рис. 1.3,а) являются наиболее массовым видом многоквартирных жилых домов. Такие дома состоят из одной или нескольких секций, каждая из которых включает группу квартир с поэтажно повторяемой планировкой, объединенных одной вертикальной коммуникацией. Общая площадь квартир на этаже секции невелика и

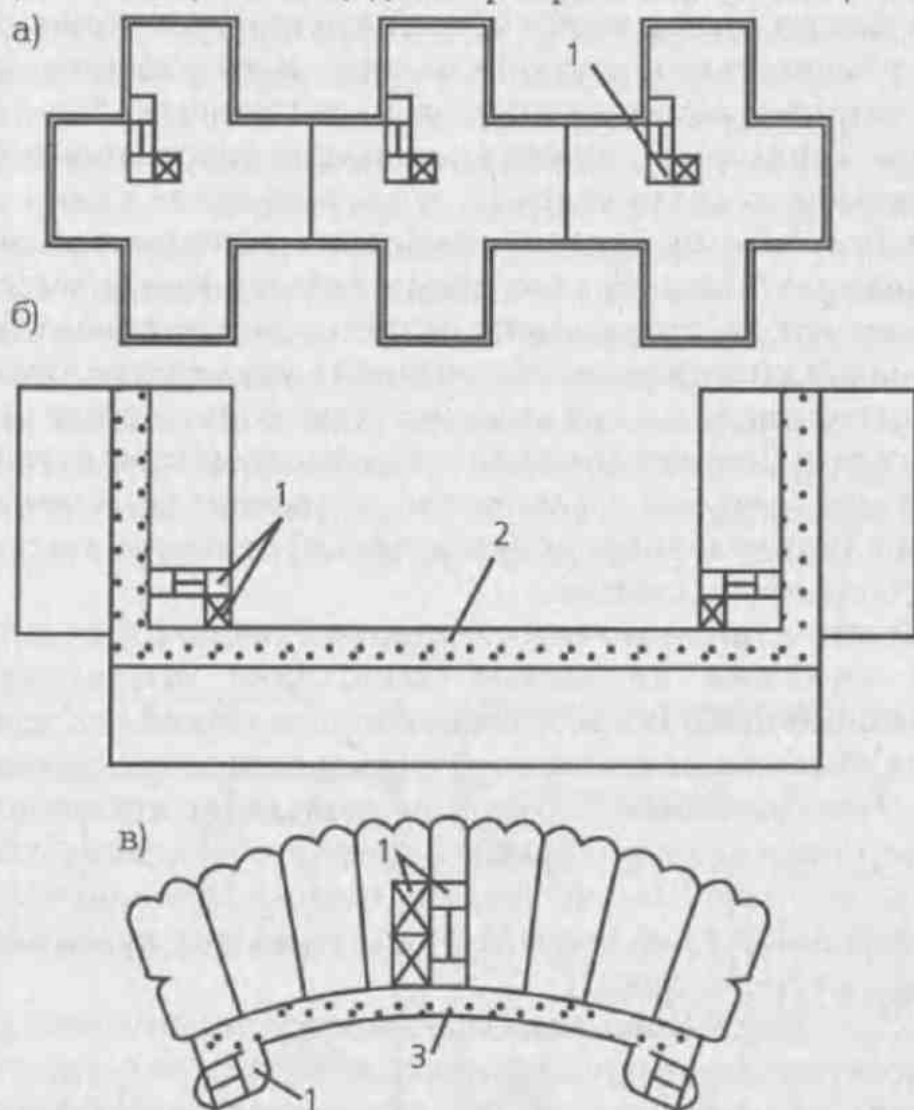


Рис. 1.3. Планировочные схемы жилых домов городского типа: а - планировочная схема секционного жилого дома; б - планировочная схема коридорного жилого дома; в - планировочная схема галерейного жилого дома; 1 - вертикальные коммуникации; 2 - коридор; 3 - галерея

обычно не превышает 500 м², что позволяет практически отказаться от коридоров при планировке секций. Исключение составляют шести-, восьми- и более квартирные секции, в которых большое число квартир вызывает появление коридоров длиной до 10-12 м.

Особенностью объемно-планировочных решений жилых домов секционного типа является включение в состав секции только одной вертикальной коммуникации, что в условиях пожара снижает безопасность эвакуации людей особенно тех, чьи квартиры расположены на высоте превышающей высоту подъема автоматических пожарных лестниц (шестой этаж и выше). Поэтому для объемно-планировочных решений секционных жилых домов разработаны мероприятия, обеспечивающие возможность перехода в случае пожара в смежную секцию или соседний этаж дома или возможность укрыться за глухим простенком балкона (лоджии) от пламени до прибытия пожарных подразделений.

В жилых зданиях коридорного типа квартиры (рис. 1.3,б) (комнаты общежития) имеют выход через общий коридор не менее, чем на две лестницы. Особенностью объемно-планировочного решения таких зданий является сочетание вертикальных и протяженных горизонтальных коммуникаций. Коридоры соединяют помещения с лестницами и лифтами и позволяют увеличить число квартир, обслуживаемых одним лестнично-лифтовым узлом. Поэтому коридорные здания экономичнее секционных. Однако, коридорный тип жилого дома является менее массовым, чем секционный, так как квартиры имеют одностороннюю ориентацию. Кроме того, при большой протяженности коридоров ухудшается звукоизоляция помещений, освещенность коридоров естественным светом, усложняется процесс эвакуации. Поэтому нормами установлена минимально допустимая ширина коридора, введены ограничения, касающиеся длины коридоров, разработаны планировочные приемы, обеспечивающие освещенность коридоров естественным светом.

В объемно-планировочных решениях галерейных жилых домов (рис. 1.3,в) функции коридоров выполняют открытые галереи. Вертикальные коммуникации размещают внутри здания или пристраивают к галерее. Для галерейных домов характерны те же недостатки, что и для коридорных. Это ограничивает область их возведения в основном южными районами, где таким планировочным приемом обеспечивается сквозное проветривание квартир. Ширину и длину галереи от наиболее удаленного помещения до входа наружу или в лестничную клетку назначают с учетом противопожарных требований.

Общественные здания предназначены для временного пребывания людей. Их проектирование при этажности до 16 этажей осуществляется по СНиП [2]. Одна из особенностей общественных зданий заключается в многообразии протекающих в них функциональных процессов, что порождает большое разнообразие геометрических параметров помещений, конструкций и требует разработки специальных приемов проектирования и применения единой модульной системы для того, чтобы обеспечить

возможность использования типовых унифицированных конструкций и деталей.

Одним из широко используемых приемов при проектировании общественных зданий является группировка родственных по назначению помещений в обособленные фрагменты здания — функциональные блоки. Например, в зданиях клубов, домах культуры — помещения небольших размеров, выделяются в функциональный блок, изолированный от зрительного зала, который является большепролетным помещением значительной высоты.

Прием блокировки (размещения нескольких учреждений в одном здании) используется при проектировании школ, детских садов-яслей, больниц и других специализированных общественных зданий, назначение которых в период эксплуатации не изменяется. Блокирование дает ряд существенных преимуществ, так как сокращается площадь застройки, протяженность инженерных коммуникаций и дорог, уменьшаются эксплуатационные расходы. Кроме того, в блокированных зданиях легко можно осуществить кооперирование — совместную эксплуатацию общих помещений каждым из сблокированных учреждений. Наиболее характерными примерами блокированных общественных зданий являются детские сады-ясли, школы и общественные центры микрорайонов (рис. 1.4).

Разнообразие геометрических параметров помещений и возможность использования однотипных конструкций достигается за счет использования в блокированных зданиях укрупненных модулей — не менее 15 м. Основной конструктивно-планировочной сеткой является сетка 6х6 м. Применяются и дополнительные сетки 6х3 м или 6х4,5 м. Укрупненные модульные сетки, устранение дублирования вспомогательных помещений обеспечивают сокращение сроков строительства блокированных зданий и снижение их стоимости на 6-8% по сравнению с отдельно стоящими зданиями.

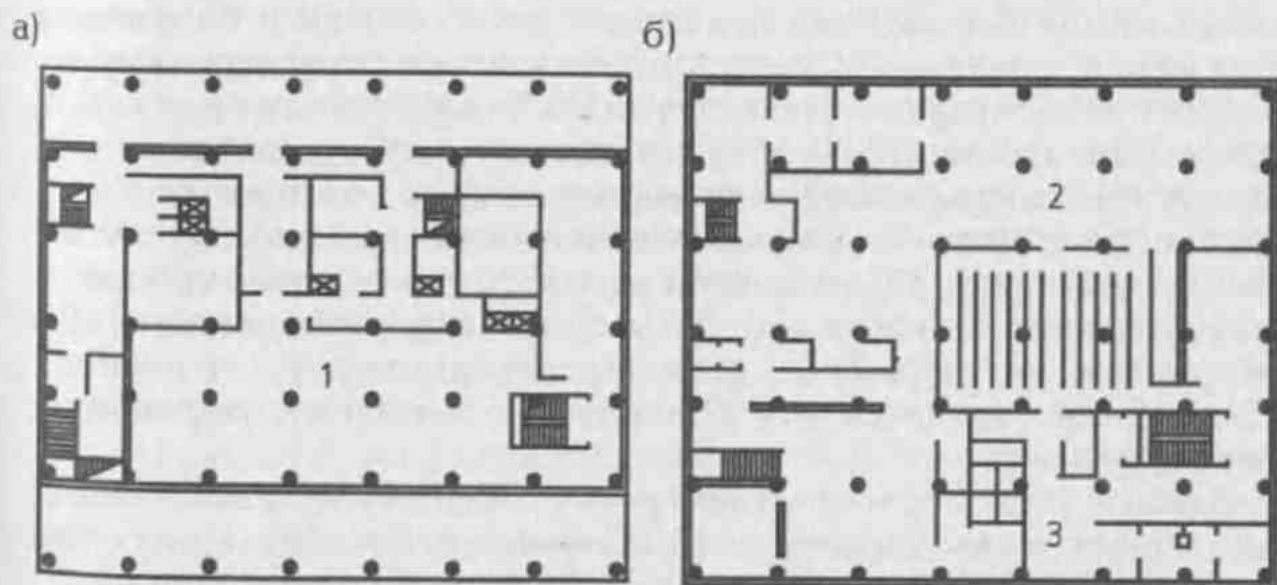


Рис. 1.4. Планировочная схема общественного центра микрорайона: а - первый этаж; б - второй этаж; 1 - продовольственный магазин; 2 - кафе; 3 - РЭУ

В объемно-планировочных решениях универсальных общественных зданий используются иные конструктивно-планировочные приемы проектирования. Так, в универсальных зданиях многофункционального использования (киноконцертные комплексы, дворцы спорта и др.) специальные конструктивные решения и механизация оборудования позволяют трансформировать в течение нескольких часов спортивную арену в киноконцертный зал, лекционную аудиторию в чашу бассейна.

К универсальным относятся также здания, предназначенные для одного динамически развивающегося процесса (предприятия торговли, бытового обслуживания и др.). Объемно-планировочные решения таких зданий должны обеспечивать возможность перепланировки помещений, что диктуется необходимостью быстрой смены оборудования в связи с его модернизацией или изменением методов торговли. Требуемая гибкость и свобода объемно-планировочного решения таких зданий достигается укрупненной модульной сеткой и сборно-разборными конструкциями перегородок.

Важной особенностью общественных зданий является сосредоточение в них большого количества людей. В связи с этим проблемам эвакуации в таких зданиях уделяется особое внимание [3]. В зданиях с большим сосредоточением людей размеры эвакуационных выходов и путей определяют специальными расчетами. В большинстве высотных гостиниц, административных зданий, проектных и научно-исследовательских институтов залы большой вместимости размещают в стилобате — малозэтажной встроенно-пристроенной части здания, что удобно не только при нормальном режиме работы, но и в случае вынужденной эвакуации при пожаре.

На структуру общественного здания решающее значение оказывают площади основных помещений. В соответствии с этим признаком общественные здания могут иметь: мелкоячеистую структуру (лечебные, курортные, административные здания, основные помещения которых имеют площадь 15-30 м²); крупноячеистую структуру (школы, ВУЗы, проектные и научно-исследовательские институты при площади основных помещений 30-80 м²); зальную структуру (выставочные павильоны, кинотеатры, вокзалы, универмаги, музеи, в которых основное заловое помещение или несколько помещений имеет площадь более 100 м²); смешанную структуру, образованную из одного или нескольких залов и мелких помещений (клубы и др.). Размещение основных помещений в объеме здания, их форма и размеры определяются спецификой функционального процесса и требованиями к световому, звуковому и воздушному режиму.

Важную роль в объемно-планировочном решении общественных зданий играют коммуникационные помещения, площадь которых составляет до 30% и более от площади здания. Коммуникационные помещения предназначены для организации входа и выхода, распределения горизонтального и вертикального перемещений людских потоков внутри

здания (рис. 1.5). Комплекс помещений и устройств у главного входа в здание называют входным узлом (рис. 1.5,а). В состав узла могут входить тамбуры, вестибюли, гардеробы, справочные, пропускные бюро, кассы, комнаты администрации. Взаимное расположение этих помещений диктуется условиями беспрепятственного движения людских потоков от тамбура к внутренним коммуникациям.

Тамбуры — тепловые преграды, проектируют в зданиях, возводимых в районах с умеренным и холодным климатом (рис. 1.5,д). Наиболее удобной для эвакуации является прямоугольная планировка тамбуров, когда одно или несколько помещений (шлюзов), расположенных по одной прямой, соединяются дверями, открывающимися по ходу эвакуации. Размеры тамбура должны позволить войти в него, закрыть за собой дверь, а затем открыть следующую дверь. Это требование обеспечивается, если глубина шлюза принимается не менее 1,2 м, а его ширина превышает ширину дверного проема не менее, чем на 0,15 м с каждой стороны.

Вестибюль — первое распределительное помещение на пути человека, вошедшего в здание. Планировочно вестибюль решается как небольшой зал. В нем располагают гардероб, справочное бюро, торговые киоски. От вестибюля начинается движение людских потоков по внутренним коммуникациям здания. Поэтому планировочное решение вестибюля должно обеспечивать видимость размещения лестниц, лифтов, коридоров. Вестибюли должны иметь достаточную площадь для размещения скапливающихся в них людских потоков.

Фойе и поэтажные холлы выполняют двоякую роль. Являясь распределительными помещениями, они одновременно могут служить и рекреацией, т.е. местом отдыха. В театрах фойе располагают перед зрительным залом, а в кинотеатрах часто совмещают с вестибюлем. Как место отдыха зрителей и артистов, фойе может быть оборудовано буфетами. Поэтажные холлы располагают в многоэтажных общественных зданиях у групп лифтов (лифтовые холлы). Через холлы, выполняющие роль световых карманов, обеспечивается естественное освещение коридоров большой длины в зданиях больниц, гостиниц, домов отдыха.

Коридоры общественных зданий по функциональному назначению условно подразделяются на главные и второстепенные. По главным коридорам в условиях повседневной эксплуатации осуществляется интенсивное движение людских потоков. Они связывают основные помещения здания с эвакуационными выходами, в экстремальных ситуациях используются для эвакуации людей и потому проектируются с учетом противопожарных требований, которые сводятся к обеспечению достаточной пропускной способности коридоров, освещенности естественным светом и ограничению протяженности путей эвакуации, определяемой как расстояние от наиболее удаленного помещения до выхода в лестничную клетку или наружу.

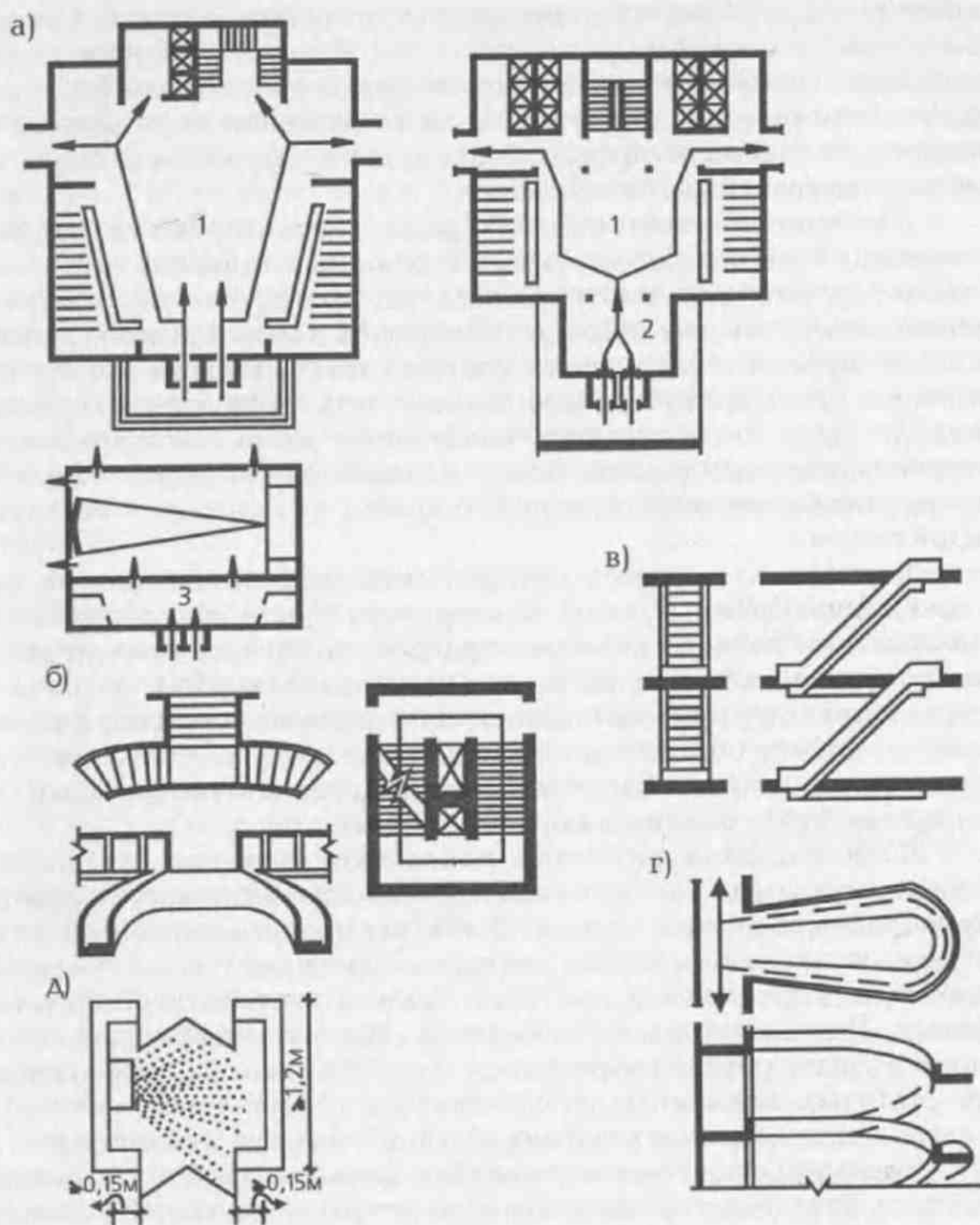


Рис. 1.5. Коммуникационные элементы общественных зданий: а - входные узлы; б - лестницы; в - эскалатор; г - пандус; д - тамбур; 1 - вестибюль; 2 - аванвестибюль; 3 - фойе

Так называемые второстепенные коридоры используют в служебных целях для сообщения между вспомогательными и обслуживающими помещениями. Они часто не имеют выхода в лестничную клетку или наружу, могут не иметь естественного освещения. Такие коридоры не считаются эвакуационными. Ширина второстепенных

коридоров принимается из условия удобства эксплуатации, но не менее 1,2 м.

Лестницы служат для связи помещений на этажах с эвакуационными выходами из здания (рис. 1.5,б). Эвакуационные лестницы должны размещаться в лестничных клетках. В зданиях театров, домов отдыха, торговых центров главные (парадные) лестницы могут выполняться без ограждающих конструкций, т.е. открытыми. Но при этом должно быть не менее двух эвакуационных лестниц, размещенных в лестничных клетках. Расположение и тип лестниц в зданиях определяются объемно-планировочным решением и противопожарными требованиями [3].

В качестве вертикальных коммуникаций в общественных зданиях могут использоваться лифты, эскалаторы, пандусы (рис. 1.5.в, г). Лифты являются основным видом вертикального транспорта в многоэтажных зданиях. В крупных торговых центрах, вокзалах, аэропортах, выставочных залах для связи между этажами проектируют эскалаторы — вертикальный транспорт непрерывного действия в виде движущихся под углом 30° лестниц. Для организации движения людских потоков по зданию используют пандусы — наклонные плоскости (уклон 1:8) с нескользким полом, имеющие плавные повороты. Площадь, занимаемая пандусом, в 2-3 раза больше площади лестничной клетки, что ограничивает область применения пандусов в зданиях дворцов спорта и выставочных комплексов.

1.1.3. Особенности объемно-планировочных решений производственных зданий

Разнообразие объемно-планировочных решений производственных зданий объясняется тем, что такие здания проектируют более, чем для 250 отраслей производств. При проектировании руководствуются следующими принципами: объемно-планировочные решения должны создавать оптимальные условия для развития технологического процесса и его модернизации в процессе эксплуатации здания, а также обеспечивать возможность возведения здания индустриальными методами.

Проектирование производственных зданий промышленных предприятий высотой до десяти этажей ведется по СНиП [4] и нормам технологического проектирования (НТП).

По степени зависимости от технологического процесса производственные здания можно разделить на две группы. Первую группу составляют здания, объемно-планировочные решения которых полностью зависят от особенностей технологического процесса, характера и габаритов производственного оборудования (рис. 1.6,а). Это мартеновские, прокатные и конверторные цехи металлургических заводов, коксохимические заводы, агломерационные фабрики, здания цементного производства, горно-обогатительные, дробильно-сортировочные предприятия, элеваторы и др. При возведении таких зданий используются

специальные конструкции, а объемно-планировочные решения в каждом случае имеют ярко выраженный индивидуальный характер.

Вторую группу составляют здания, на объемно-планировочные решения которых технологический процесс практически не оказывает влияния. В зданиях этой группы могут размещаться технологические процессы самых различных производств: станко- и машиностроения, легкой, пищевой, химической промышленности и многих других (рис. 1.6, б). Возведение этих зданий может осуществляться индустриальными методами на основе унифицированных габаритных схем,

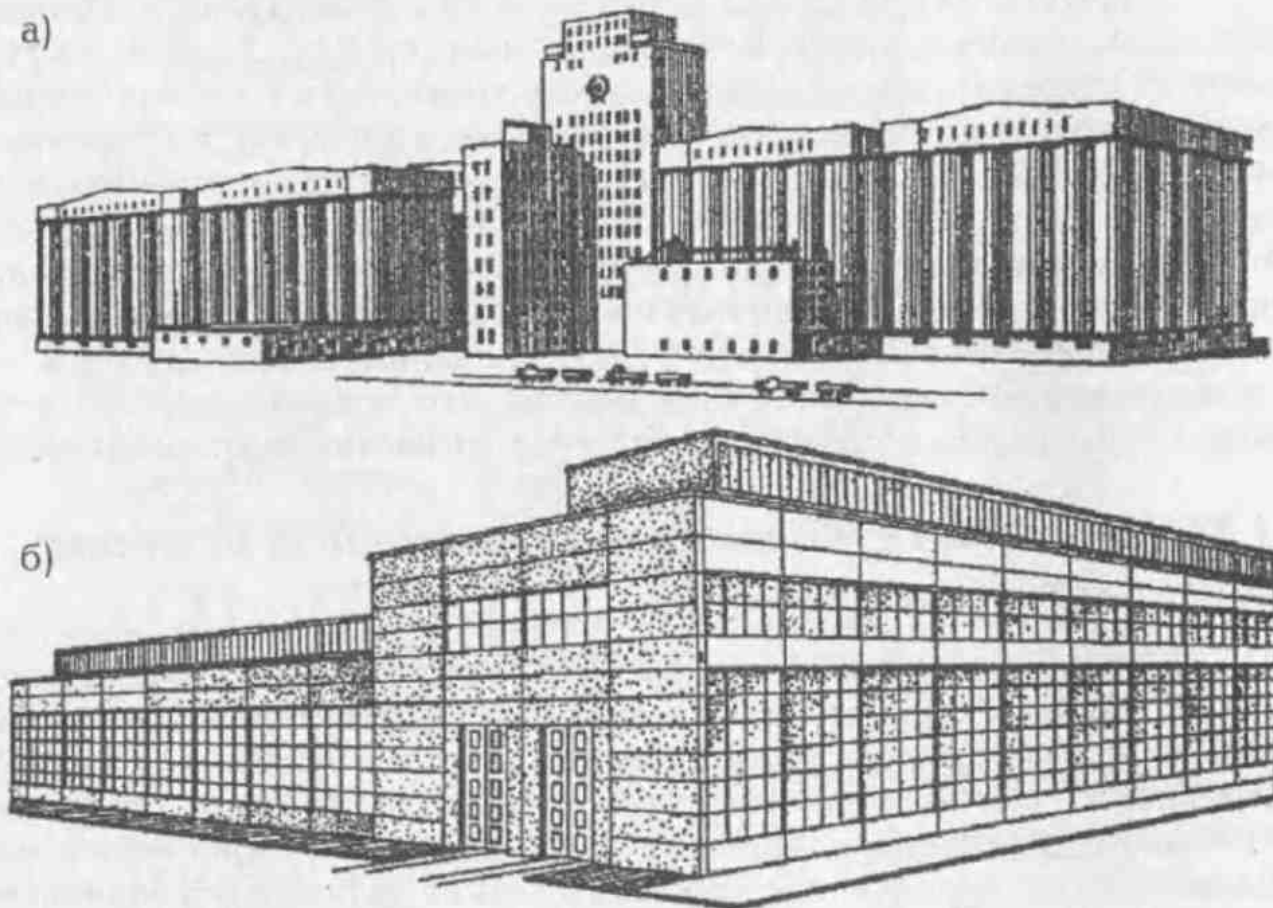


Рис. 1.6. Примеры зависимости объемно-планировочных решений производственных зданий от особенностей технологического процесса: а - силосный корпус хлебоэлеватора; б - производственный корпус прядильно-ниточной фабрики

унифицированных типовых пролетов и секций. Унифицированная габаритная схема (УГС) — это схематическое изображение типовых объемно-планировочных элементов зданий, унифицированных по геометрическим параметрам и нагрузкам. В зависимости от местоположения в здании объемно-планировочные элементы могут быть угловыми, торцевыми, крайними, средними и примыкающими к деформационным швам.

Суть проектирования на основе УГС заключается в следующем: здание разбивается на типовые объемно-планировочные одно- или многоэтажные элементы (ОПЭ) с унифицированными геометрическими параметрами: пролетом (L), шагом колонн ($Ш$), высотой этажа (H) и нагрузками. Из элементов путем их взаимосочетаний komponуют одно- и многоэтажные промышленные здания (рис. 1.7).

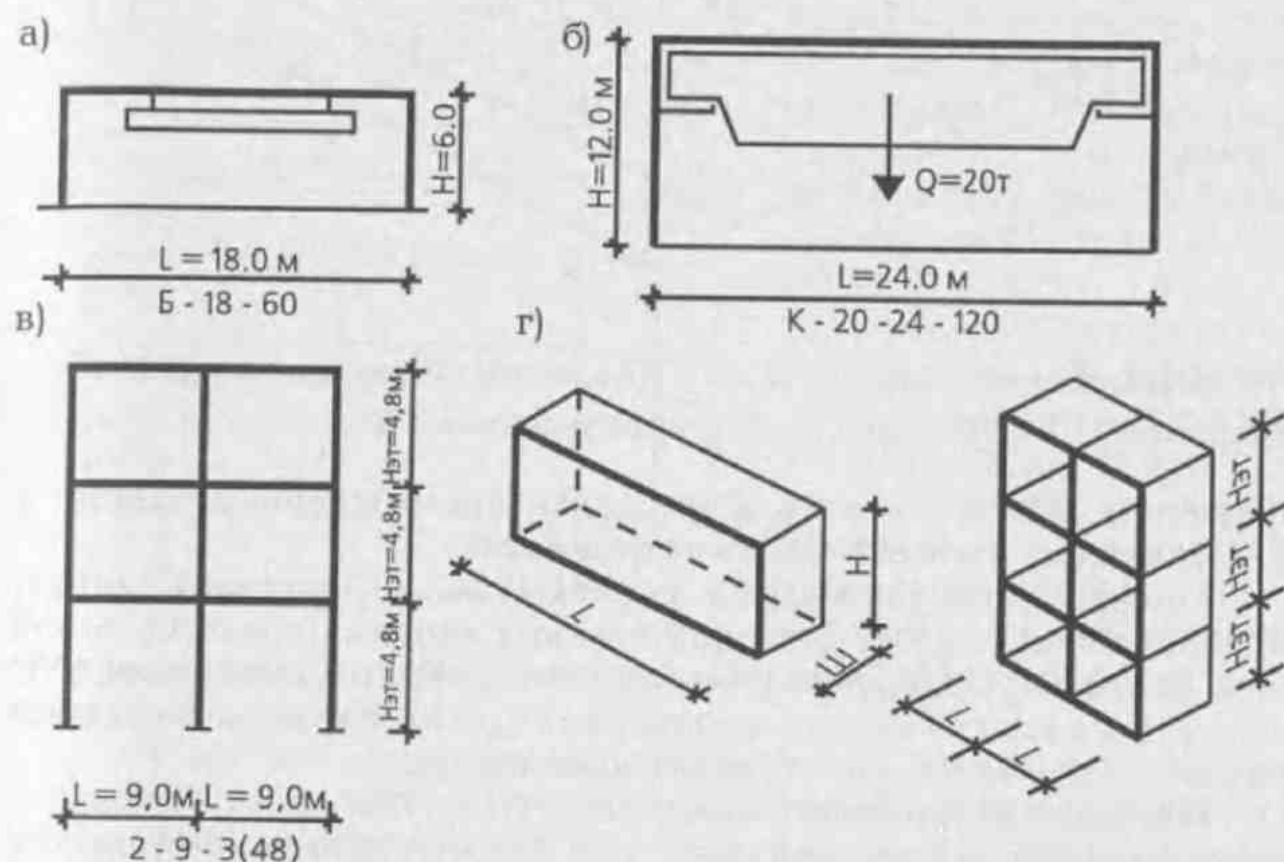


Рис. 1.7. Унифицированные габаритные схемы (УГС) одно- и многоэтажных промышленных зданий: а - УГС одноэтажного однопролетного промышленного здания без мостового крана; б - УГС одноэтажного однопролетного промышленного здания с мостовым краном; в - УГС трехэтажного двухпролетного промышленного здания; г - типовые объемно-планировочные элементы промышленных зданий

Для целого ряда отраслей промышленности проектирование ведется путем компоновки крупноразмерных объемных фрагментов зданий — унифицированных типовых пролетов и секций с типовыми параметрами, нагрузками и конструкциями. Унифицированный типовой пролет (УТП) — фрагмент здания шириной в один пролет и длиной, равной длине температурного блока, составляющей 60 или 120 м для железобетонного каркаса и 72 или 144 м для металлического каркаса (рис. 1.8). Унифицированные типовые пролеты отличаются величиной нагрузок, типами конструкций, местоположением в здании (средние и крайние, левые

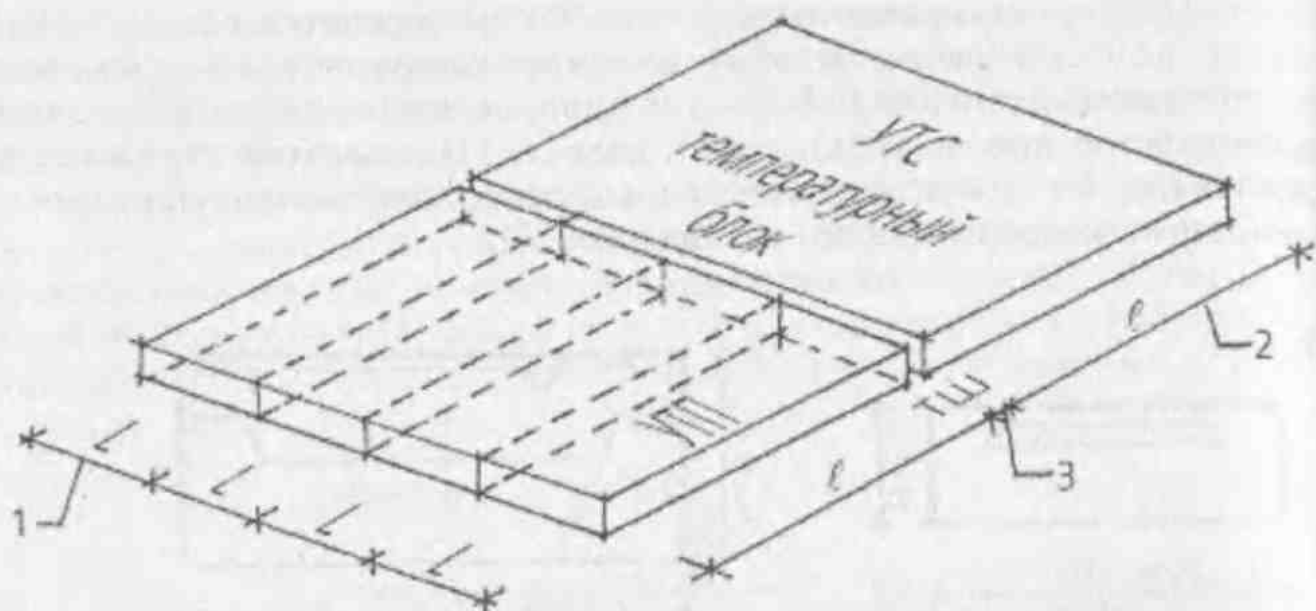


Рис. 1.8. Унифицированные типовые пролеты (УТП) и секции (УТС) промышленных зданий: 1 - ширина пролета (L); 2 - длина пролета (l); 3 - температурный шов (ТШ)

и правые) и используются в компоновке промышленных зданий с технологическими потоками одного направления.

Унифицированная типовая секция (УТС) — фрагмент здания, состоящий из нескольких унифицированных типовых пролетов одной высоты. Обычно УТС представляет собой температурный блок здания. УТС используется в компоновке промышленных зданий с технологическими потоками, осуществляемыми в разных направлениях.

Метод проектирования на основе УТП и УТС прост. На макете рабочего чертежа, скомпонованного из УТП или УТС применительно к конкретным условиям производства, наносят стены и перегородки, размещают проезды для внутрицехового транспорта, проходы и т.д. Данный метод создает оптимальные условия для блокирования производственных, вспомогательных, складских и других помещений в объеме здания, позволяет реализовать преимущества унификации при проектировании зданий и наилучшим образом учесть реальные условия строительства.

Объемно-планировочные решения одно- и многоэтажных промышленных зданий имеют принципиальные различия. В одноэтажных зданиях размещается 75-80% промышленных производств. Это сталелитейные, прокатные, кузнечные и другие цехи, выпускающие продукцию значительной массы, оборудованные мощными подъемно-транспортными средствами. Объемно-планировочные решения одноэтажных промышленных зданий определяются характером застройки и расположением опор в здании. Существует два варианта застройки: раздельная и сплошная (рис. 1.9).

Раздельная застройка (рис. 1.9,а) осуществляется с помощью отдельно стоящих протяженных и относительно узких корпусов павильонного типа, в которых легко осуществляется естественное

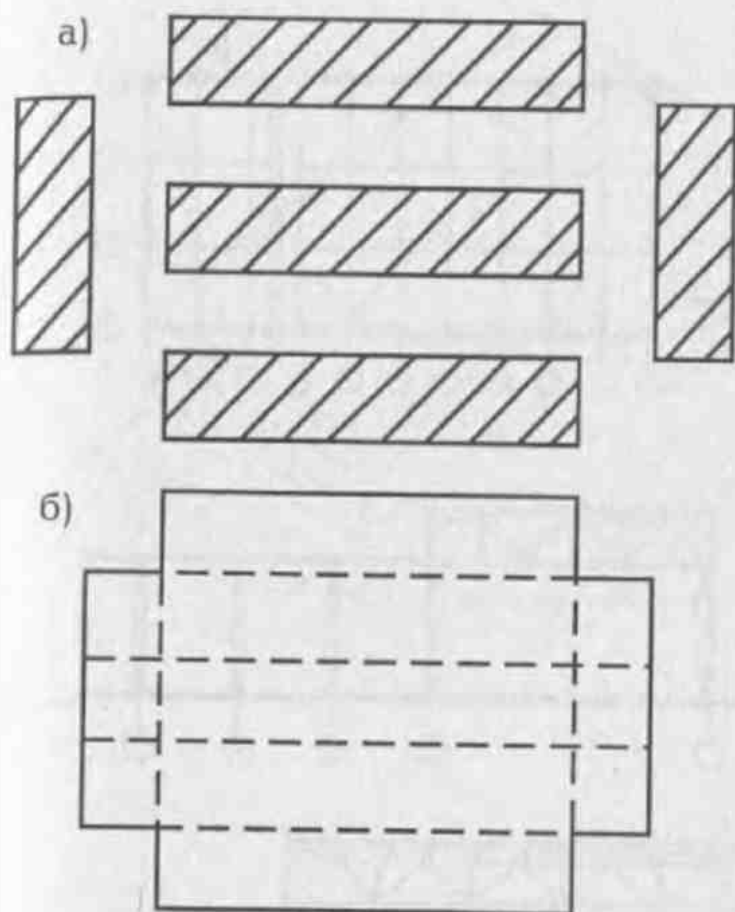


Рис. 1.9. Варианты застройки территории промышленного предприятия: а - раздельная застройка; б - сплошная застройка

освещение и проветривание. Однако размещение цехов в отдельно стоящих зданиях значительно увеличивает площадь территории предприятия, протяженность пешеходных и транспортных сетей, объем работ по благоустройству территории. Кроме того, планировочное решение павильонного здания не отличается гибкостью, т.е. не обеспечивает возможность изменять направление технологического потока, осуществлять перестановку

производственного оборудования, приспособлявая здание к новым условиям технологии.

В связи с отмеченными недостатками раздельная застройка используется в основном при строительстве объектов металлургической и химической промышленности, где по условиям технологии обязательным является сквозное проветривание цехов либо при возведении складских объектов, не требующих частого изменения технологии.

Сплошная застройка производственной территории осуществляется с помощью сблокированных зданий — многопролетных корпусов большой площади (рис. 1.9, б). В сблокированных зданиях объединяются (блокируются) цехи основного производства, вспомогательные и энергетические, транспортно-складские, бытовые и административные помещения.

Блокирование обеспечивает значительное увеличение внутреннего пространства здания, позволяет организовать многовариантную расстановку технологического оборудования, более компактно и экономично решить генеральный план предприятия. В сблокированных зданиях легко осуществить зонирование производственных операций. В зоны объединяются производства, имеющие одинаковую технологию либо характеризующиеся выделением одинаковых вредностей или наиболее пожароопасные [4]. Зонирование способствует экономичному использованию капитальных затрат и эффективной эксплуатации производства.

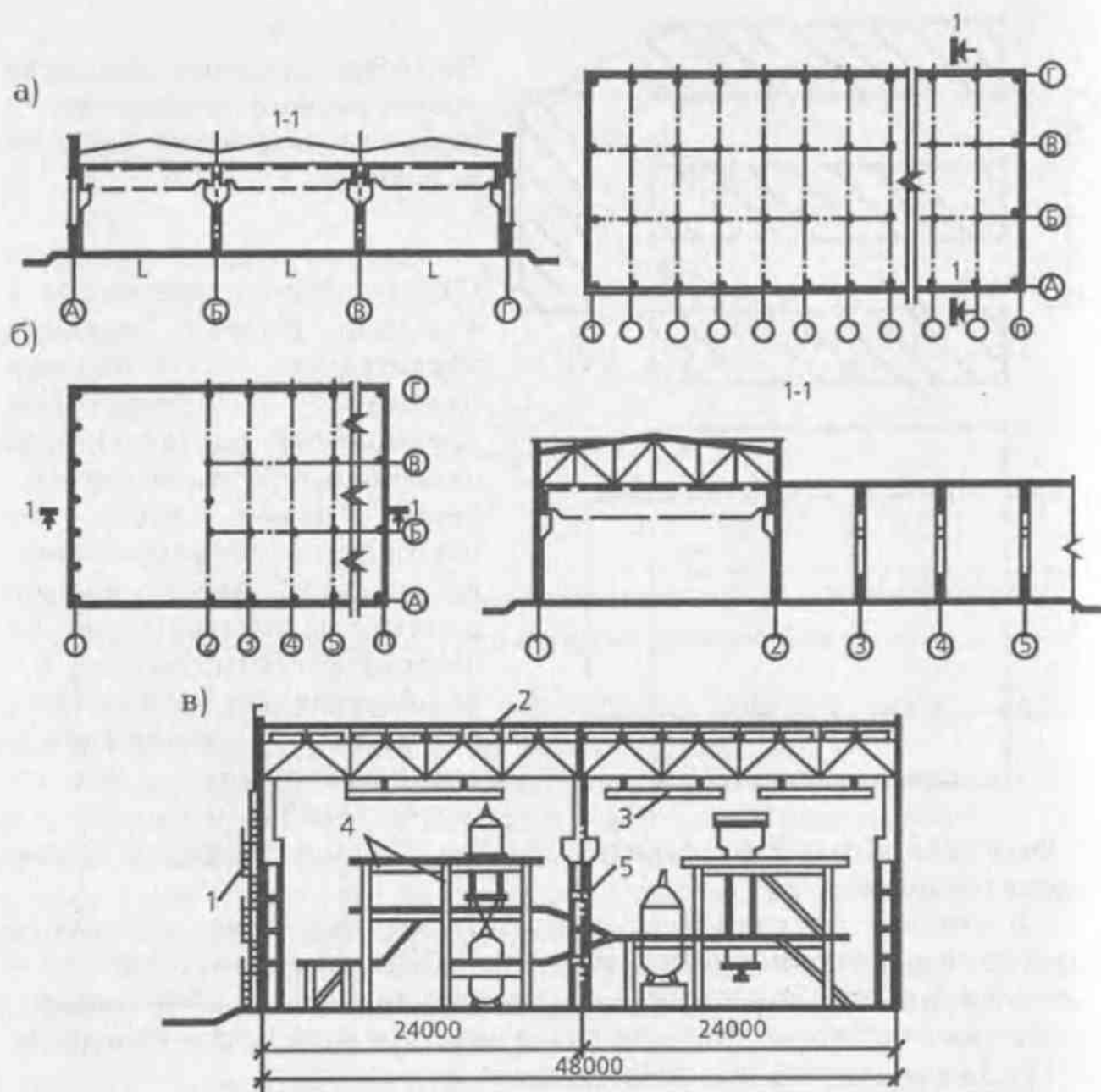


Рис. 1.10. Промышленные здания пролетного типа: а - с параллельным расположением пролетов; б - с взаимно перпендикулярным расположением пролетов; в - павильонное здание; 1 - пожарная лестница; 2 - настил покрытия; 3 - подвесные кран-балки; 4 - каркас этажерок; 5 - колонны каркаса

Одноэтажные промышленные здания проектируют пролетными, ячейковыми, зальными.

В зданиях пролетного типа величина пролета (L) превышает величину шага колонн (Π). Унифицированные размеры пролетов — 18, 24, 30 м и более, шаг колонн — 6 и 12 м. Пролетные здания предназначены для технологических процессов, направленных вдоль пролета (Рис.1.10).

Здания ячейкового типа имеют квадратную или близкую к ней прямоугольную сетку колонн, что позволяет организовать технологический процесс вдоль пролета и в перпендикулярном к нему направлении (рис.1.11). Ячейковые здания с укрупненной сеткой колонн

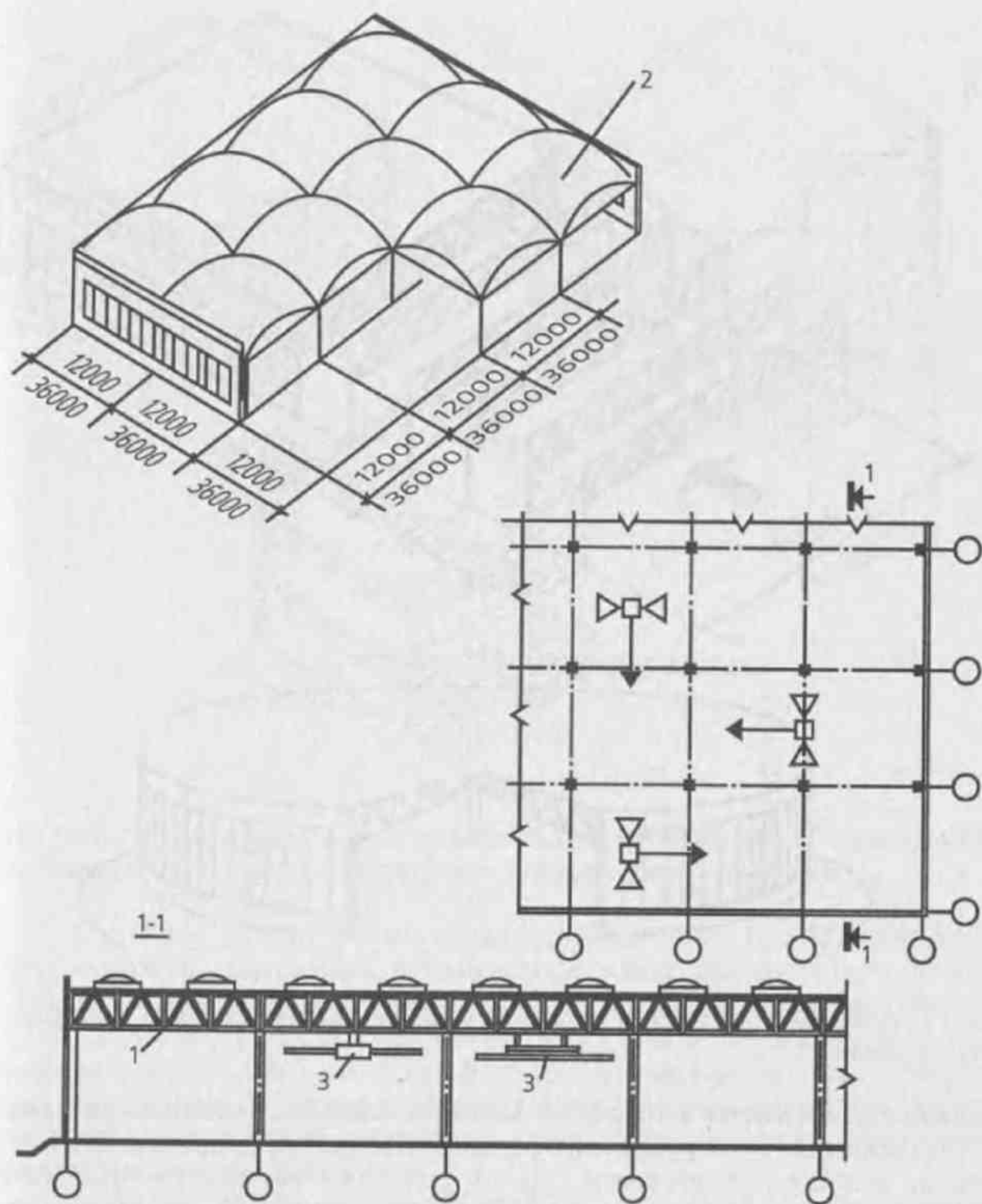


Рис. 1.11. Промышленные здания ячейкового типа: 1 - фермы покрытия; 2 - пространственные конструкции покрытия; 3 - кран-балка

(18x18, 24x24, 30x30 м и более) получили название "гибких" или универсальных. Здания могут не иметь привязки к конкретному виду производства и проектироваться для многих отраслей промышленности. Гибкость планировочного решения, обеспечиваемая редко расставленными колоннами, создает оптимальные условия для многовариантной расстановки производственного оборудования. Подобный тип зданий

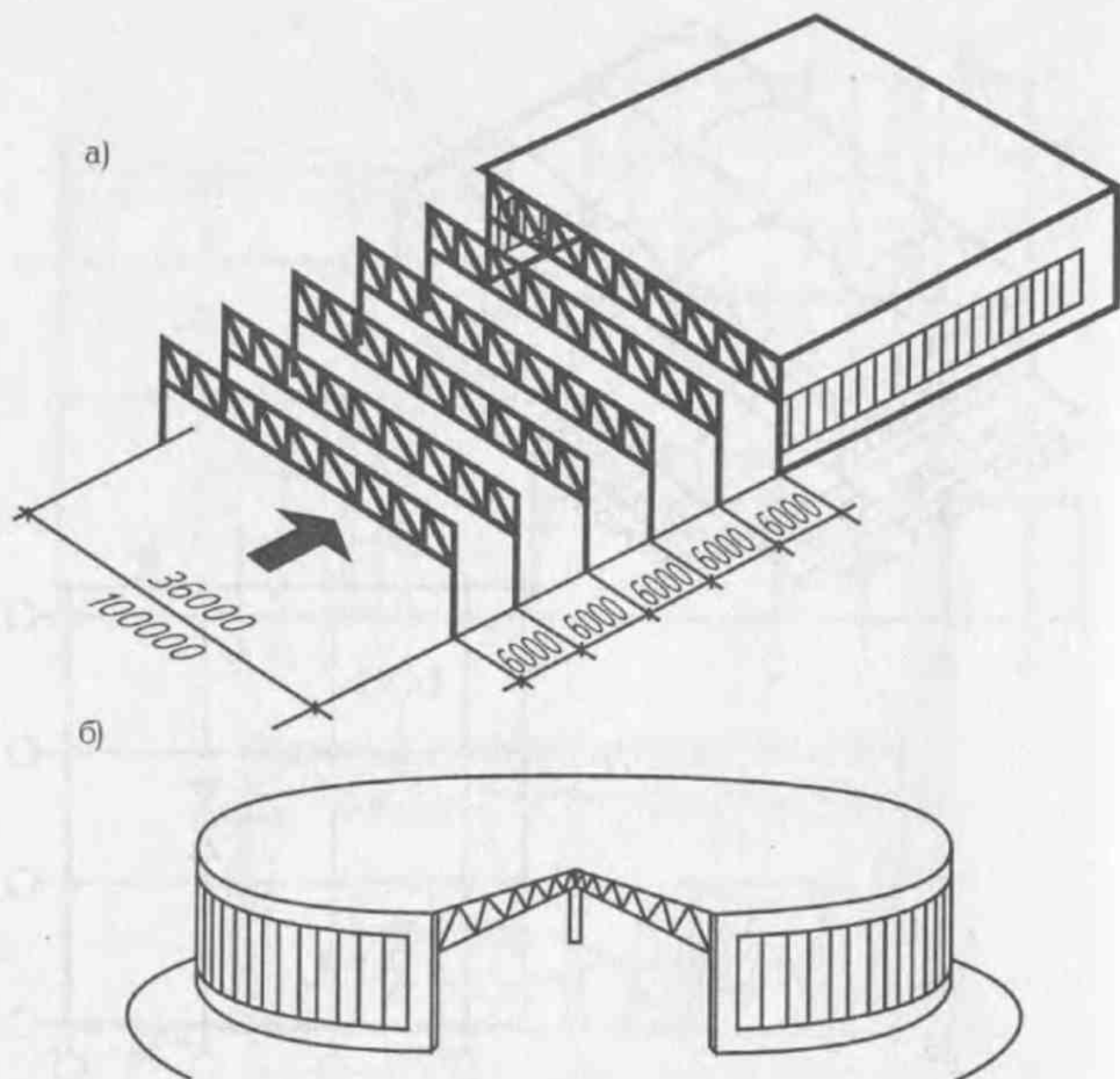


Рис. 1.12. Промышленные здания зального типа: а - без промежуточных опор; б - с центральной промежуточной

получил наибольшее распространение в машиностроении, где замена технологического оборудования осуществляется через каждые 9-10 лет, а иногда и чаще, а также там, где по условиям технологии требуются значительные производственные площади без внутренних опор (машинные залы ТЭЦ, ангары и др.). Здания зального типа имеют пролеты 36 м и более (рис. 1.12).

Многоэтажные промышленные здания проектируют, как правило, каркасными. По объемно-планировочному решению они бывают: унифицированного типа, с увеличенным верхним этажом и с межферменными этажами (рис. 1.13).

Здания унифицированного типа (рис. 1.13,а) высотой от двух до десяти этажей имеют сетку колонн 6х6 м или 6х9 м и высоту этажа 3,6; 4,8 и 6,0 м.

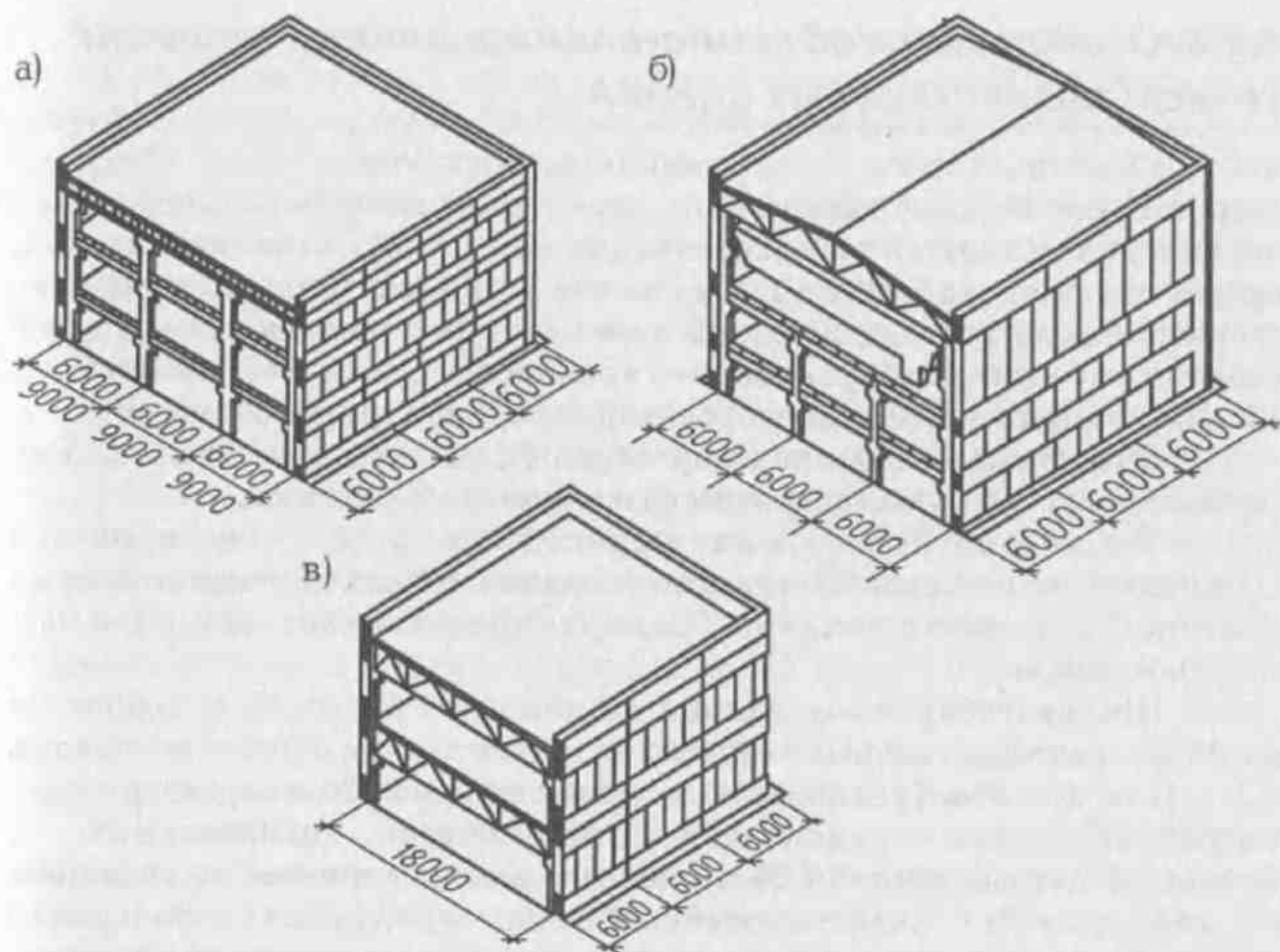


Рис. 1.13. Объемно-планировочные решения многоэтажных каркасных промышленных зданий: а - унифицированного типа; б - с верхним этажом; в - с межферменными этажами

В зданиях с увеличенным верхним этажом (рис. 1.13,б) параметры, конструкции и подъемно-транспортные средства верхнего этажа отличаются от нижележащих этажей. Пролет верхнего этажа шириной от 12 м до 24 м перекрывают с помощью балок или ферм, а высоту этажа принимают равной 7,2; 8,4 и 10,6 м. В пределах этажа вдоль пролета может быть организовано движение мостового крана грузоподъемностью 10-20 т. Остальные этажи здания проектируют с унифицированными параметрами и нагрузками на перекрытия.

Здания с межферменными этажами (рис. 1.13,в) проектируют пролетом 12 и 18 м, перекрывают фермами высотой от 1,2 до 3 м и организуют в межферменном пространстве дополнительные этажи, в которых размещают конструкторские бюро, технические, административно-бытовые и другие помещения.

Вертикальная связь между этажами во всех типах многоэтажных зданий осуществляется с помощью лестниц и лифтов. Для перемещения грузов в пределах этажа используют напольный транспорт, подвесные конвейеры и кран-балки.

1.1.4. Особенности объемно-планировочных решений сельскохозяйственных зданий

Особенности объемно-планировочных решений сельскохозяйственных зданий определяются характером размещаемых в них производственно-технологических процессов, отличающихся от процессов, происходящих в гражданских и промышленных зданиях, по составу технологических операций, номенклатуре и размерам помещений, типам и габаритам оборудования, количеству и составу участников. Сельскохозяйственные здания проектируют одно- и многоэтажными.

Одноэтажные сельскохозяйственные здания в зависимости от их ширины могут быть узкогабаритными и широкогабаритными.

Узкогабаритные здания шириной до 18 м — исторически сложившийся в сельской местности тип здания. В них содержат животных и птиц, устраивают теплицы. Здания проектируют, как правило, однопролетными.

Широкогабаритные здания шириной от 18 до 48 м строят на крупных производственных комплексах. Такие здания обычно имеют три или четыре пролета. Трехпролетные здания шириной 36 м характерны для животноводческих комплексов откормочного направления, а четырехпролетные шириной 36 м и более — для предприятий по хранению и переработке сельскохозяйственной продукции. Застройка производственной территории одноэтажными отдельно стоящими узко- или широкогабаритными зданиями носит название павильонной. Планировочное решение основного в здании помещения — производственного зависит от числа пролетов. Наиболее удобную для размещения производственного процесса планировку получают в многопролетных зданиях. Чем шире пролеты, тем большей гибкостью обладает планировочное решение, обеспечивая широкие возможности при изменении условий содержания животных, птицы и при перепланировке помещений.

Оптимальная свобода планировочного решения достигается в моноблоках — одноэтажных многопролетных зданиях блокированного типа. Моноблоки начали применять в 70-х годах на крупных производственных комплексах промышленного типа по производству говядины, свинины, мяса птицы, яиц, по хранению и переработке сельхозпродукции и в тепличных комбинатах. Внешне моноблоки напоминают цехи промышленных предприятий. Часто в одном таком здании размещают все производства. У моноблоков обычно такие параметры: ширина до 120 м и более; унифицированные пролеты (L) — 12 и 18 м (реже 6 и 9 м); шаг колонн (Ш) — 3,6; 12 и 18 м. Положительные и отрицательные качества застройки производственной территории зданиями павильонного или блокированного типа проанализированы выше.

Многоэтажное строительство сельскохозяйственных зданий каркасного типа не получило широкого распространения из-за трудности вертикального перемещения животных и их эвакуации при пожаре.

В объемно-планировочных решениях сельскохозяйственных зданий, возводимых по типовым проектам, в единую композицию объединяют основные производственные помещения, подсобные помещения, предназначенные для размещения оборудования (электрощитовая, тепловой узел, вентиляционная камера, инвентарная, технический коридор, и др.) и вспомогательные помещения, предназначенные для обслуживающего персонала. К вспомогательным помещениям относятся также санитарные узлы, коридоры и тамбуры. Подсобные и вспомогательные помещения размещают или в торцах зданий, или вдоль его поперечной центральной оси. В основе объемно-планировочных решений лежат уже известные планировочные схемы.

При зальной схеме (рис. 1.14,а) производственное помещение занимает почти всю площадь здания, не имеет внутри перегородок, кроме тех, которые отделяют подсобно-вспомогательные помещения. Зальная схема экономична, но не исключает контакт больных животных (птиц) со здоровыми, ограничивает возможности дезинфекции помещений.

Секционная схема (рис. 1.14,б) обеспечивает размещение в здании двух или нескольких одинаковых производственных секций, вход в которые организован через подсобное помещение. Эта схема удобна для хранилищ, в которых производят первичную обработку овощей и фруктов.

Коридорно-секционная схема отличается от секционной тем, что вход в секции предусматривается из коридора. В здании может быть один продольный коридор или несколько коридоров, в том числе и поперечных. Последнее характерно для моноблоков, в которых группы одинаковых секций располагаются между поперечными коридорами. Схема менее экономична, чем зальная, так как предполагает возведение большого числа стен и перегородок, однако удобнее зальной для организации технологического процесса в животноводческих зданиях, хранилищах, в которых необходимы изоляция процесса и периодическая дезинфекция помещений.

При анфиладной схеме (рис. 1.14,в) предусматривается последовательный переход из одного производственного помещения в другое. Смешанная (комбинированная) схема применяется, если в здании размещают несколько различных по площади и конфигурации производственных помещений.

Проектирование сельскохозяйственных зданий каркасного типа ведется на основе унифицированных габаритных схем (УГС).

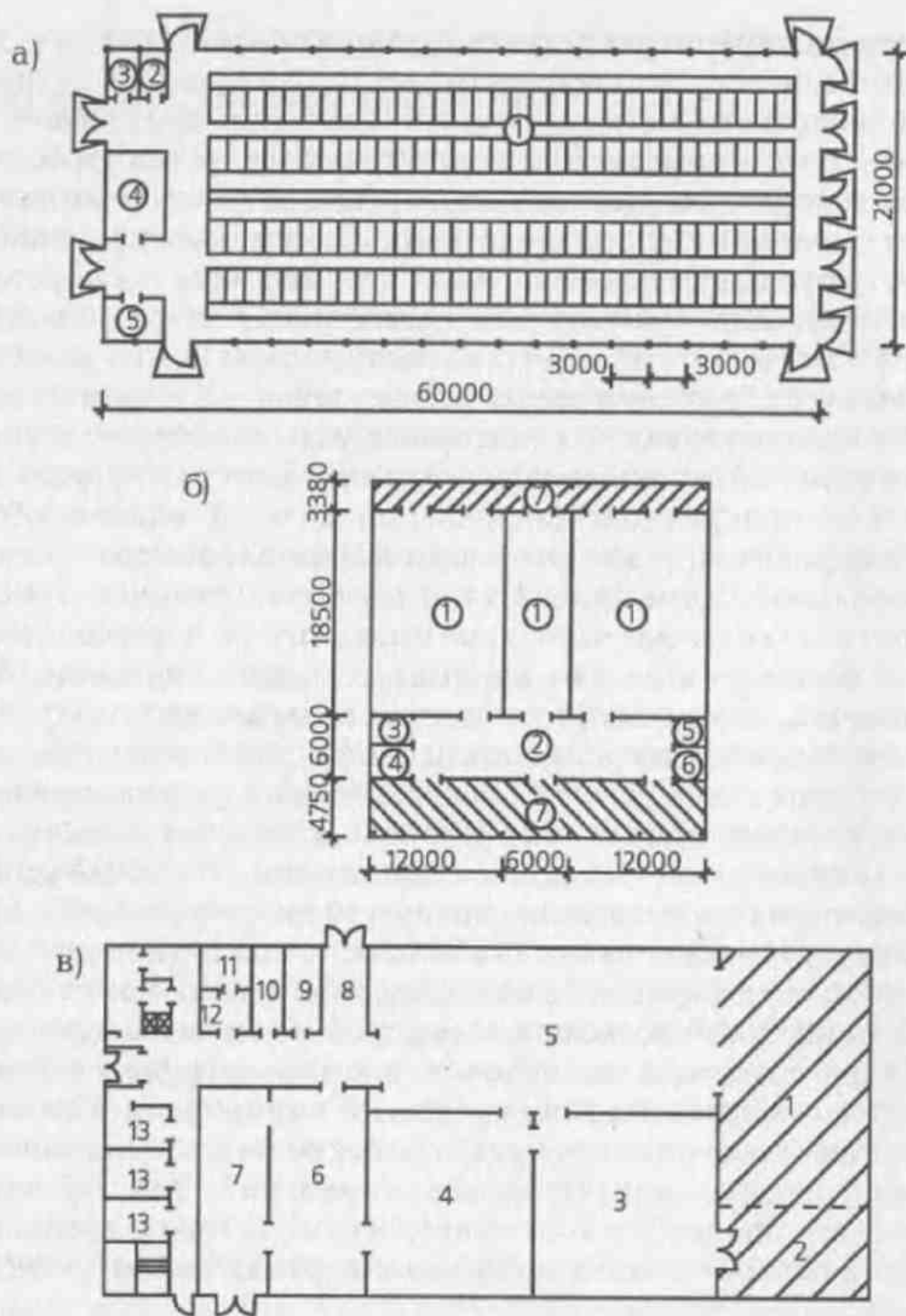


Рис. 1.14. Планировочные схемы сельскохозяйственных зданий: а - зальная планировочная схема (план коровника на 200 голов); 1 - основное производственное помещение; 2 - инвентарная; 3 - помещение для запаса кормов; 4 - вентиляционная камера; 5 - электрощитовая; б - секционная планировочная схема (план фруктохранилища-холодильника на 500 т.); 1 - холодильная камера; 2 - экспедиция; 3 - комната приема пищи; 4 - гардеробная; 5 - инвентарная; 6 - электрощитовая; 7 - навес; в - свободная схема планировки (план цеха плодово-ягодных натуральных соков); 1 - площадка для сырья; 2 - навес для тары; 3 - моечное отделение; 4 - отделение розлива; 5 - дробильно-прессовое отделение; 6 - стерилизационное отделение; 7 - отделение мойки банок; 8 - компрессорная; 9 - вентиляционная камера; 10 - бойлерная; 11 - сушилка; 12 - кладовая; 13 - вспомогательные помещения

1.2. Конструктивные системы и схемы зданий

Возведенные здания должны быть прочными, экономичными, огнестойкими. Эти свойства зависят от конструкций, разработку которых начинают с решения принципиального вопроса конструирования — выбора конструктивной системы здания. Что же такое конструктивная система здания?

В процессе строительства и эксплуатации здание испытывает на себе действие многочисленных нагрузок, отличающихся по величине, направлению, характеру действия и месту приложения. Конструкции, участвующие в восприятии нагрузок, называют несущими. К вертикальным несущим конструкциям относятся фундаменты, стены, отдельные опоры, а к горизонтальным — перекрытия и покрытие. Размещаясь в объеме здания в определенном сочетании, несущие конструкции образуют пространственную систему, способную воспринимать все действующие на здание силовые нагрузки и воздействия и обеспечивать его прочность, жесткость и устойчивость. Эта система и называется конструктивной системой здания.

Понятие конструктивная система является обобщенной конструктивно-статической характеристикой здания, не зависящей от материалов, из которых оно возводится, и способа возведения.

Восприятие и передача нагрузок осуществляется конструкциями по следующей схеме.

Вертикальные несущие конструкции воспринимают действующие на здание вертикальные нагрузки (от собственной массы, оборудования, снега и др.) и передают их основанию.

Горизонтальные несущие конструкции воспринимают горизонтальные (ветровая, сейсмическая и др.) нагрузки и поэтажно вместе с собственной массой передают их вертикальным несущим конструкциям. Существует несколько способов передачи горизонтальных нагрузок. Горизонтальные нагрузки могут быть равномерно распределены между вертикальными несущими конструкциями, либо передаваться на специальные вертикальные элементы жесткости (диафрагмы, связи, стволы жесткости). Возможно и промежуточное решение с распределением горизонтальных нагрузок в различных пропорциях между вертикальными несущими конструкциями и элементами жесткости.

Горизонтальные несущие конструкции зданий массового строительства, как правило, однотипны и обычно представляют собой железобетонные диски. В отличие от горизонтальных, вертикальные несущие конструкции разнообразны. К ним относятся плоскостные элементы (стены, диафрагмы жесткости), стержневые элементы сплошного сечения (стойки каркаса), объемно-пространственные элементы высотой в этаж (объемные блоки), внутренние объемно-пространственные полые стержни на высоту здания в виде стволов (ядер) жесткости, внешние

объемно-пространственные несущие конструкции на высоту здания в виде тонкостенной оболочки замкнутого сечения.

Тип вертикальной несущей конструкции определяет тип конструктивной системы здания. Различают основные, комбинированные и смешанные конструктивные системы. Основных систем пять: бескаркасная (стенная), каркасная, объемно-блочная, ствольная и оболочковая.

В пределах одной конструктивной системы пространственное положение вертикальных несущих конструкций может меняться. Вариант конструктивной системы по признаку размещения в пространстве (продольного, поперечного, перекрестного) вертикальных несущих конструкций называется конструктивной схемой здания.

Бескаркасная (стенная) конструктивная схема является основной в проектировании зданий мелкоячеистой объемно-планировочной структуры: квартирных жилых домов, общежитий, гостиниц, спальных корпусов домов отдыха, больниц и др. (рис. 1.15).

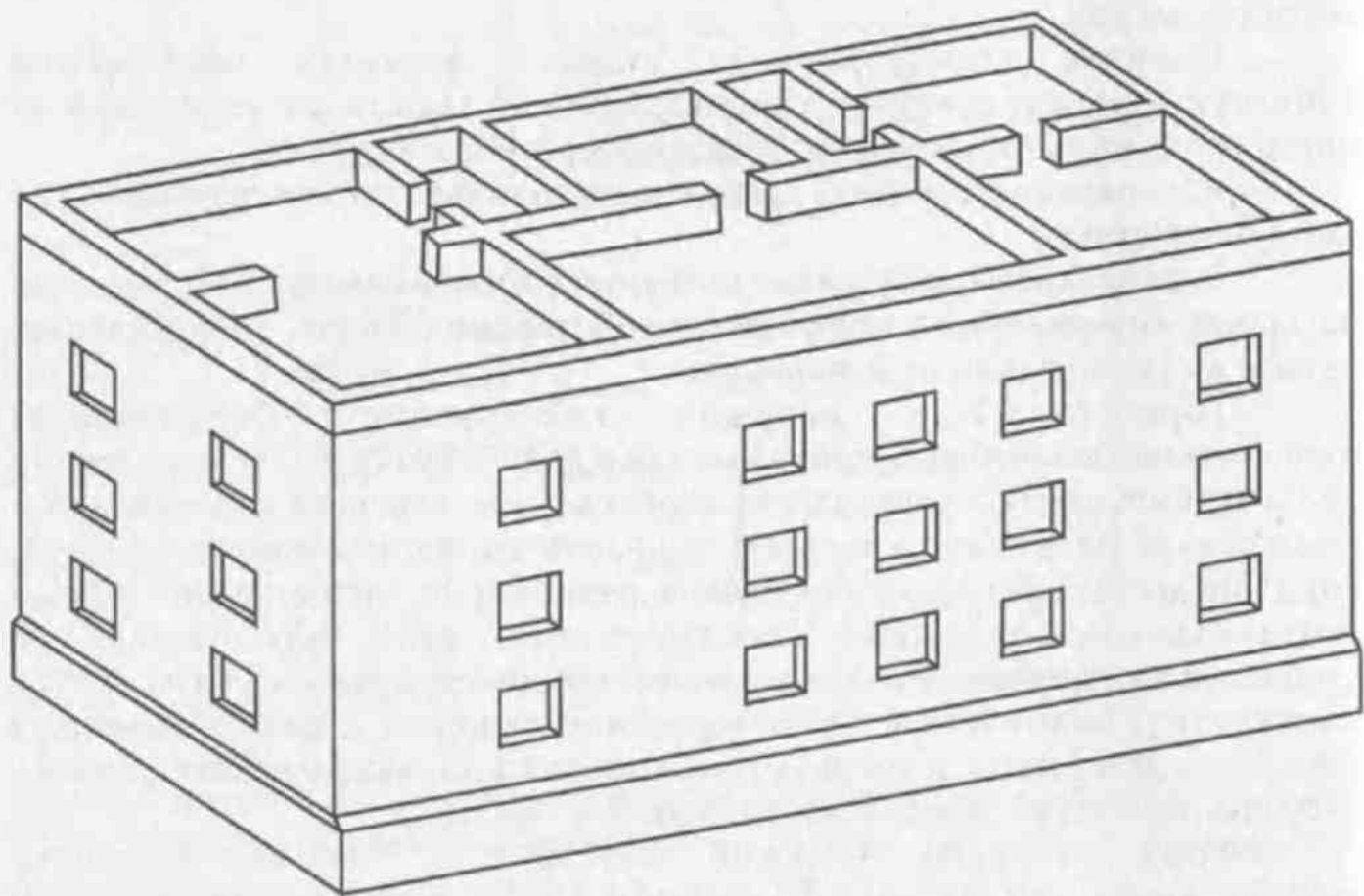


Рис. 1.15. Бескаркасная (стенная) конструктивная система

Стены воспринимают все вертикальные, а через перекрытия и все горизонтальные нагрузки, действующие на здание. Система включает три варианта конструктивной схемы. Общим для всех вариантов схем является способ восприятия горизонтальных нагрузок.

Горизонтальные нагрузки, действующие вдоль несущих стен воспринимаются этажеркой из взаимосвязанных стен и перекрытий, а перпендикулярно несущим стенам — вертикальными диафрагмами жесткости, в качестве которых обычно используются стены лестничных клеток, межсекционные, торцевые и другие стены.

Конструктивная схема с продольными несущими стенами и поперечными диафрагмами жесткости (рис. 1.16,а) является традиционной в проектировании жилых зданий с кирпичными и крупноблочными стенами. Преимущество схемы заключается в свободе планировочного решения благодаря редко расставленным (через 25-40 м) диафрагмам. Недостатком схемы является перерасход стенового материала из-за необходимости увеличить толщину наружных несущих стен, обеспечивая их теплозащитные свойства.

Конструктивная схема с поперечными несущими стенами и продольными диафрагмами жесткости применяется, в основном, при проектировании крупнопанельных жилых и некоторых общественных зданий (детские дошкольные учреждения, поликлиники, школы). Она используется также при проектировании жилых кирпичных и крупноблочных зданий (рис. 1.16,б). Различают два варианта этой схемы: с широким (7,2 м) и смешанным (2,4-3,0 м и 7,2 м) шагом несущих стен.

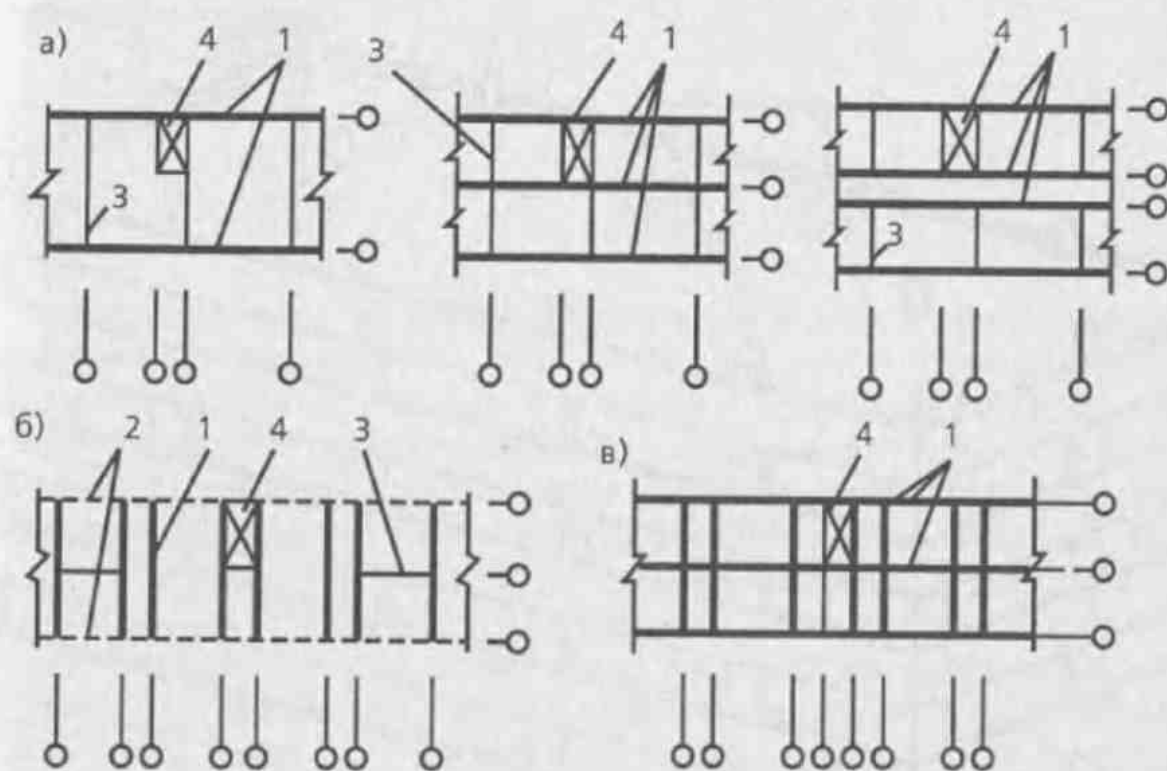


Рис. 1.16. Конструктивные схемы в бескаркасной (стеновой) системе; а - с продольными несущими стенами и поперечными диафрагмами жесткости; б - с поперечными несущими стенами и продольными диафрагмами жесткости; в - с перекрестно расположенными несущими стенами; 1 - несущие стены; 2 - самонесущие (ненесущие) стены; 3 - диафрагмы жесткости; 4 - лестничные клетки

Наружные стены (за исключением торцевых) выполняют ненесущими (навесными) или самонесущими. По сравнению с предыдущей эта схема более экономична. Недостатком схемы является большая по сравнению с продольной стеновой схемой жесткость планировочного решения.

Конструктивная схема с перекрестно расположенными несущими стенами находит применение при проектировании жилых и общественных зданий мелкоячейистой объемно-планировочной структуры (рис. 1.16, в). Часто расположенные несущие стены образуют конструктивно-планировочные ячейки площадью до 20 м², что делает практически невозможной трансформацию помещений в период эксплуатации здания. Некоторое разнообразие планировочных решений может быть достигнуто при использовании смешанного шага внутренних несущих стен. Преимущество данной схемы — повышенная пространственная жесткость. Горизонтальные нагрузки воспринимаются и передаются основанию пространственной структурой из несущих стен и перекрытий.

Каркасная конструктивная система является основной в проектировании производственных и сельскохозяйственных зданий, а также общественных зданий и жилых зданий повышенной этажности (рис. 1.17). По сравнению с бескаркасной эта система имеет ряд преимуществ. Так, замена протяженных несущих стен на редко расставленные колонны

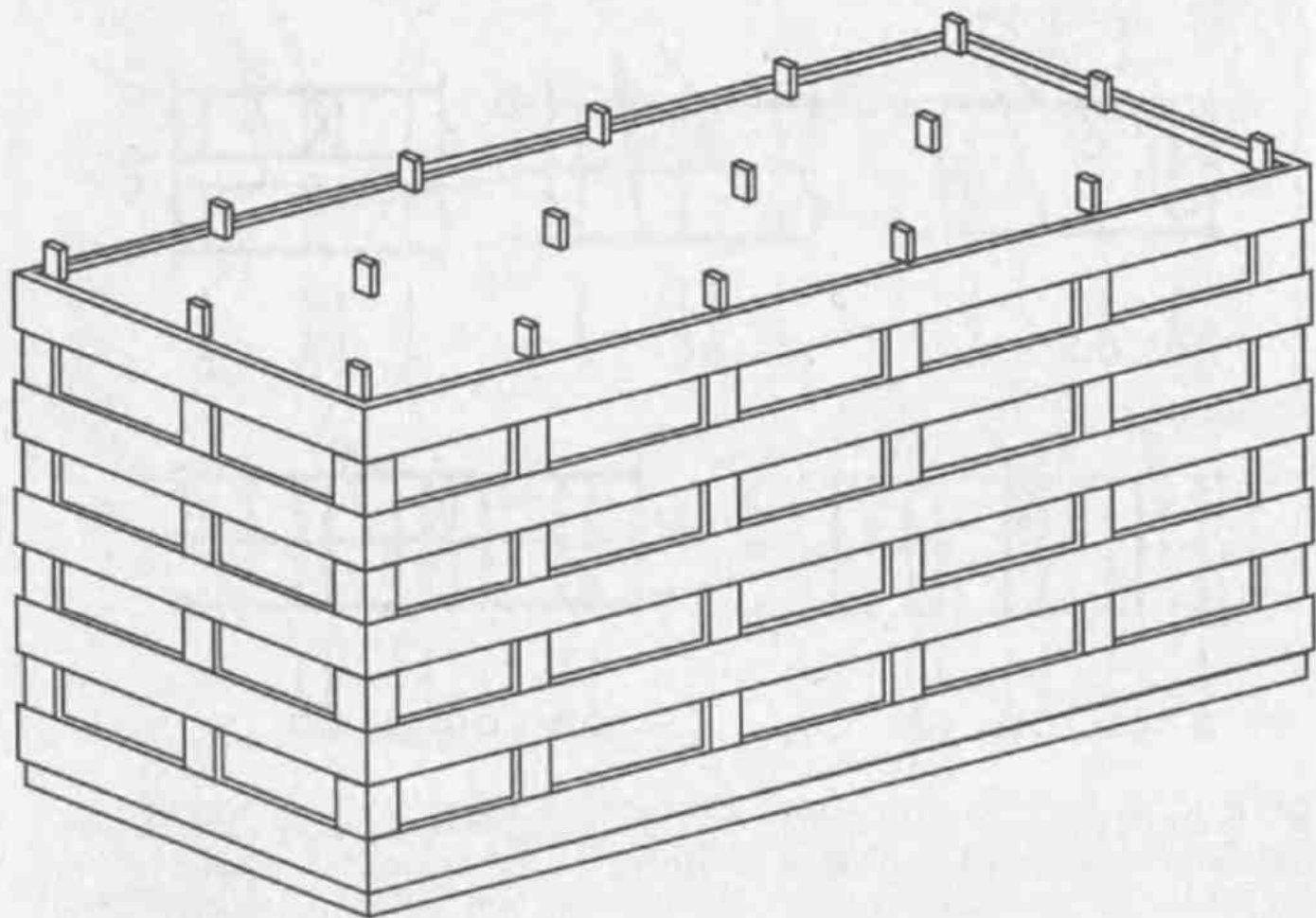


Рис. 1.17. Каркасная конструктивная система

обеспечивает значительное снижение массы здания и максимальную свободу планировочного решения. Основным преимуществом полнокаркасных зданий является четкое разграничение функций между каркасом, воспринимающим все нагрузки и стенами, являющимися только ограждениями.

Вертикальные несущие конструкции в каркасной схеме — стержневые (колонны). Их соединения с горизонтальными несущими элементами (ригелями, балками, фермами) могут быть жесткими и шарнирными. Способ соединений определяет характер работы каркасов под нагрузкой. Исходным для всех типов каркасов является рамный (рис. 1.18).

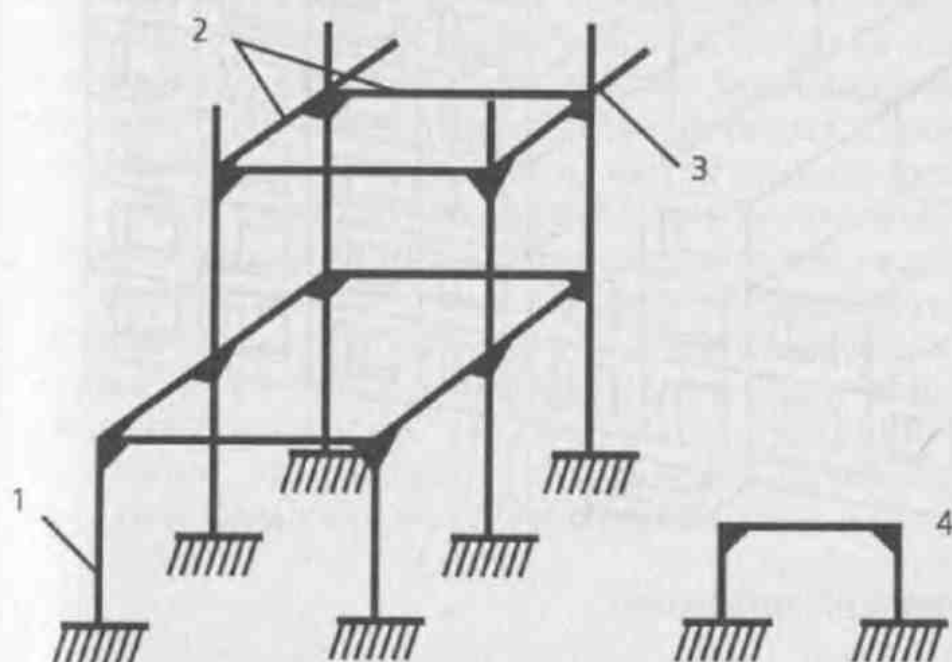


Рис. 1.18. Рамный каркас:

- 1 - колонна;
- 2 - ригель;
- 3 - жесткий стык;
- 4 - рама

В рамном каркасе ригели располагают в продольном и поперечном направлениях, соединяют с колоннами в рамы с помощью жестких (неподвижных) узлов, которые исключают возможность смещения под действием нагрузки одного элемента относительно другого и обеспечивают совместность работы соединяемых элементов. Рамы воспринимают все вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на здание. Рамный каркас является очень прочным, но выполнение жестких узловых соединений представляет определенные конструктивные трудности и требует большого расхода металла. Кроме того, элементы каркаса получаются чрезмерно массивными. Поэтому рамный каркас применяют сравнительно редко — там, где необходима повышенная прочность и жесткость: в производственных цехах с мостовыми кранами большой грузоподъемности, многоэтажных гражданских зданиях, объектах, возводимых в сейсмических районах.

Объемно-блочная конструктивная система применялась, в основном, при проектировании жилых зданий (рис. 1.19). В этой системе вертикальными несущими элементами служат объемные блоки,

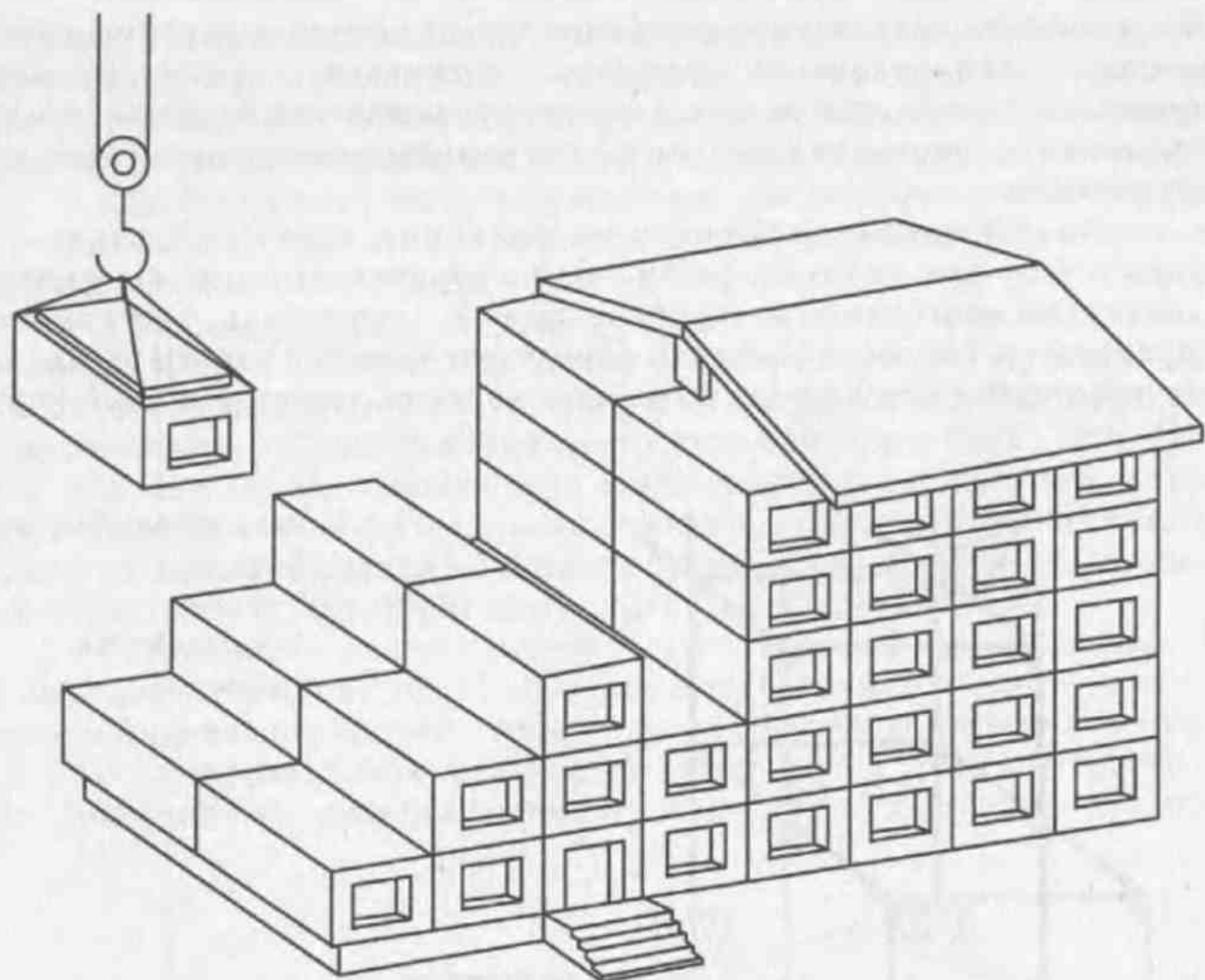


Рис. 1.19. Объемно-блочная конструктивная система

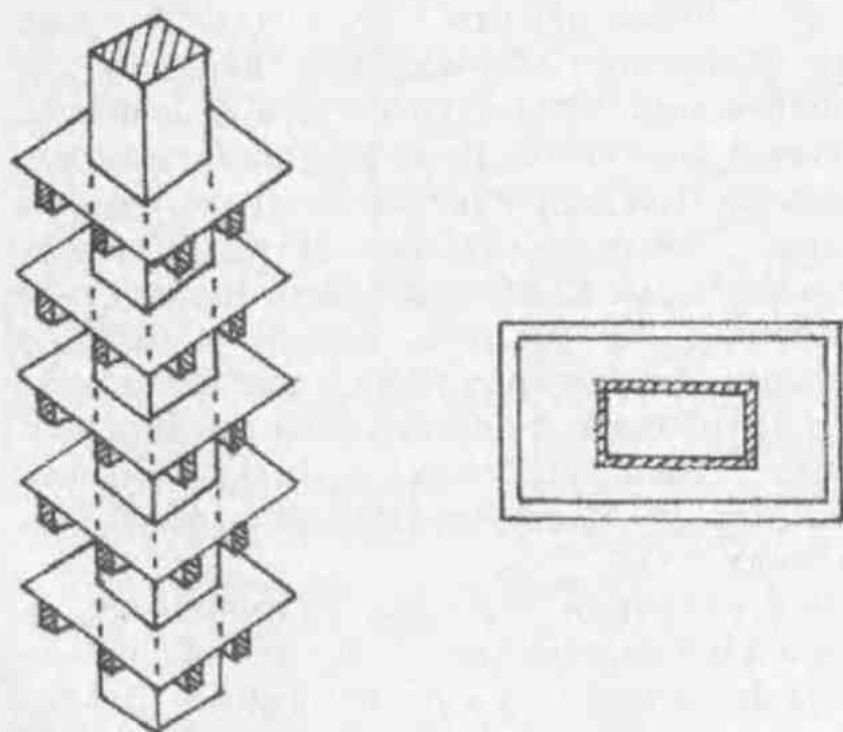


Рис. 1.20. Ствольная конструктивная система

включающие в себя комнату или даже квартиру. Блоки устанавливают друг на друга столбами на всю высоту здания с передачей вертикальной нагрузки от вышележащих блоков нижележащим по контуру, двум противоположным сторонам или углам блоков. Соединенные друг с другом столбы блоков образуют достаточно прочную и жесткую структуру, способную воспринимать все вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Ствольная конструктивная система — нетрадиционная система, используемая при проектировании высотных жилых и общественных зданий башенного типа (рис. 1.20). Вертикальным несущим элементом, воспринимающим все вертикальные и горизонтальные нагрузки, является жесткий сердечник — ствол центрального лестнично-лифтового узла, площадь которого составляет 10-25% площади здания. Стены стволов монтируют из отдельных панелей, жестко соединенных друг с другом и с фундаментом, либо выполняют монолитными. Применяются перекрытия консольного типа. Система допускает устройство подвешенных этажей [5].

Оболочковая конструктивная система или система с несущими наружными объемно-пространственными жесткостными конструкциями используется редко — в зданиях высотой до 100 и более этажей (рис. 1.21). В основном варианте системы несущая часть здания представляет собой наружную оболочку — вертикальную пространственную замкнутую конструкцию, жестко заделанную в фундамент или в конструкции подземных этажей, которая воспринимает все вертикальные и горизонтальные нагрузки на здание. Поперечную жесткость оболочки

обеспечивают жесткие конструкции перекрытий. Конструкции оболочек разнообразны. Наиболее часто применяется оболочка в виде безраскосной пространственной рамы из стоек и поэтажных ригелей (рис. 1.21,а) [6].

Рамные конструкции оболочек рекомендуется использовать в зданиях высотой не более 80-ти этажей. В более высоких зданиях жесткость рамной

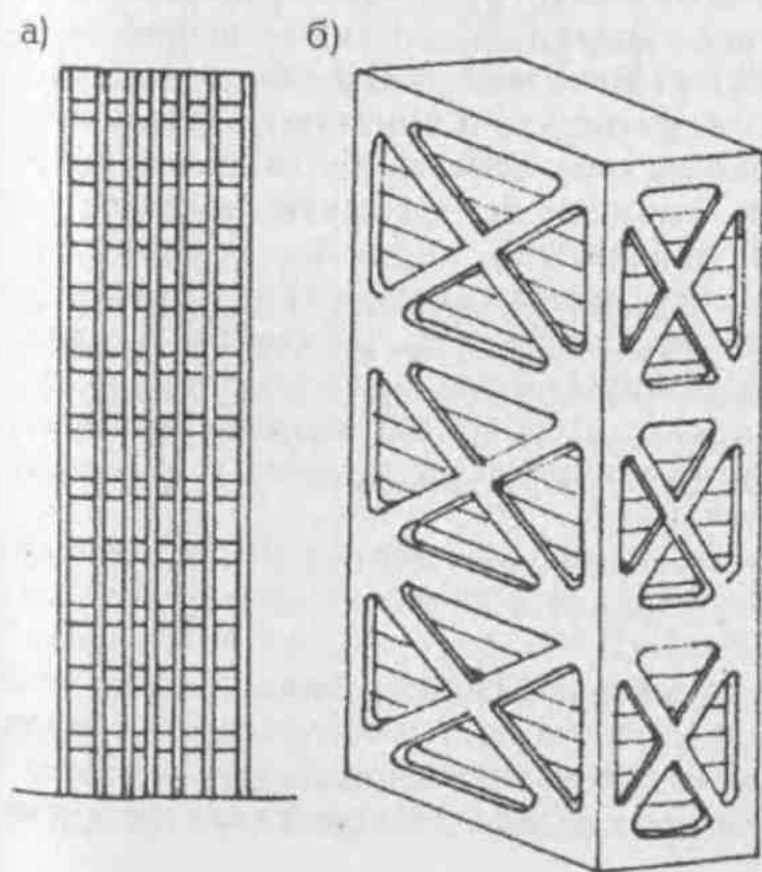


Рис. 1.21. Оболочковая конструктивная система:

а - оболочка выполнена в виде безраскосной пространственной рамы; б - оболочка выполнена в виде раскосной пространственной фермы

конструкции для восприятия больших ветровых нагрузок может оказаться недостаточной, поэтому конструкцию заменяют на связевую решетчато-раскосную. Такая конструкция оболочки используется в зданиях высотой до 110 (120) этажей и представляет собой пространственную ферму, поставленную вертикально. Горизонтальные элементы фермы располагают с шагом в 10-16 этажей. В плоскости этих этажей делают жесткий диск-ростверк, который служит опорой для отдельной части здания, вставляемой, как блок, в каждую ячейку фермы, ограниченную ростверками. Оболочки выполняются в зданиях высотой до 55-ти этажей из железобетона, а в зданиях большей высоты — из металла (рис. 1.21,б).

Наряду с основными конструктивными системами широко применяются комбинированные конструктивные системы, в которых вертикальные несущие конструкции komponуются из разнотипных элементов — стержневых и плоскостных, стержневых и ствольных и т.д.

В системе с неполным каркасом (рис. 1.22,а) в качестве вертикальных несущих конструкций используются стены и стойки каркаса, между которыми с помощью жестких перекрытий распределяются действующие на здание вертикальные и горизонтальные нагрузки. Система применяется в двух вариантах: с несущими наружными стенами и внутренним каркасом или с наружным каркасом и внутренними несущими стенами. На сочетании стержневых и плоскостных вертикальных несущих конструкций основана каркасно-связевая система (каркасно-диафрагмовая, каркасно-дисковая).

Вертикальными несущими конструкциями этой системы (рис. 1.22,б) являются стойки каркаса и специальные вертикальные элементы жесткости, которые выполняют в виде вертикальных металлических конструкций — связей жесткости или в виде специальных железобетонных перегородок — диафрагм (стенок) жесткости. Стойки каркаса жестко соединяются с ригелями (балками, фермами) и образуют рамы. Рамы размещают в здании в каком-то одном, чаще поперечном направлении. В противоположном направлении размещают элементы жесткости. Вертикальные нагрузки через перекрытия передаются рамам, а горизонтальные распределяются между рамами и диафрагмами (связями) в соотношении пропорциональном жесткости этих элементов. Каркас системы по характеру работы под нагрузкой получил название рамно-связевого. Рамно-связевой каркас в сборных железобетонных конструкциях широко применяется в каркасных зданиях и является наиболее распространенным типом каркаса.

Конструктивные схемы в рамно-связевой конструктивной системе отличаются размещением в плане (продольным или поперечным) рам каркаса (рис. 1.22,г).

Каркасно-ствольная система основана на разделении статических функций между каркасом и стволом или несколькими стволами жесткости (рис. 1.22,в). Узлы соединения ригелей и колонн каркаса выполняются шарнирными (гибкими), поэтому каркас воспринимает только

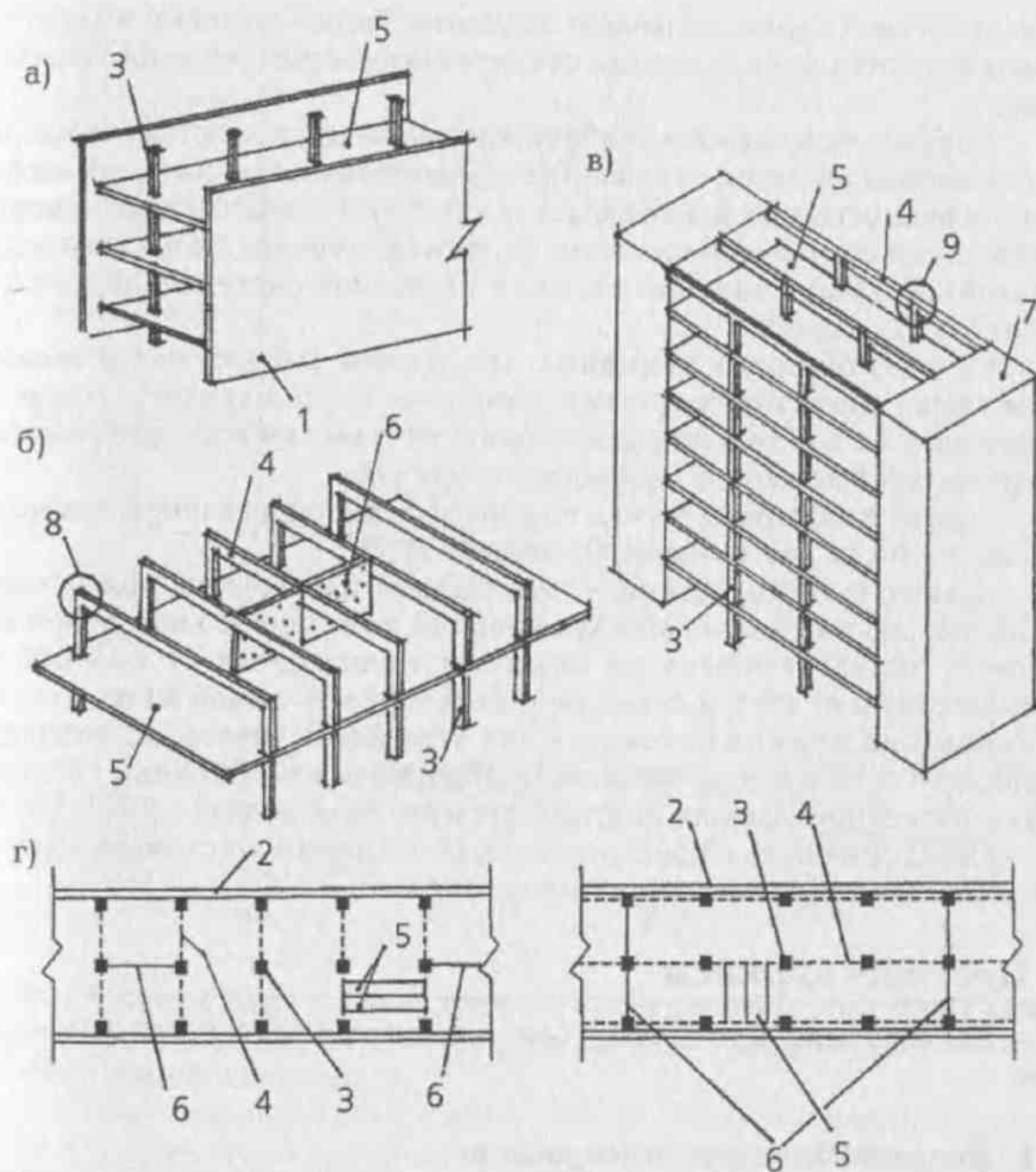


Рис. 1.22. Комбинированные конструктивные системы: а - система с неполным каркасом; б - каркасно-связевая (каркасно-диафрагмовая) система; в - каркасно-ствольная система; г - конструктивные схемы каркасно-связевой системы; 1 - несущие стены; 2 - самонесущие (ненесущие) стены; 3 - колонна; 4 - ригель; 5 - перекрытие; 6 - связь (диафрагма) жесткости; 7 - ствол (ядро) жесткости; 8 - жесткий стык; 9 - гибкий (шарнирный) стык

вертикальные нагрузки. Для восприятия горизонтальных и несимметричных вертикальных нагрузок требуются дополнительные элементы жесткости. Горизонтальными элементами жесткости служат перекрытия, плиты которых соединены в жесткий диск, включающий в работу все колонны каркаса.

Чтобы здание не "сложилось" под действием горизонтальных нагрузок, вводятся вертикальные элементы жесткости — стволы (ядра)

жесткости. Такой каркас называют связевым. Рамно-связевый и связевый каркасы являются производными от системы пространственного рамного каркаса.

Наряду с основными и комбинированными применяются смешанные конструктивные системы, основанные на сочетании в здании по его высоте или протяженности двух или нескольких конструктивных систем. В зданиях со смешанной системой возможен, например, переход от бескаркасной (стеновой) системы в типовых этажах к каркасной системе в первых или верхних этажах здания.

Следует обратить внимание, что здания, а также части зданий, выделенные противопожарными стенами — пожарные отсеки — подразделяются по степеням огнестойкости, классам конструктивной и функциональной пожарной опасности (п. 5.17 [3]).

Здания и пожарные отсеки по конструктивной пожарной опасности подразделяются на классы согласно таблице 5* [3].

Здания и части зданий — помещения или группы помещений, функционально связанные между собой, по функциональной пожарной опасности подразделяются на классы в зависимости от способа их использования и от того, в какой мере безопасность людей в них в случае возникновения пожара находится под угрозой, с учетом их возраста, физического состояния, возможности пребывания в состоянии сна, вида основного функционального контингента и его количества (п. 5.21* [3]).

Ознакомившись с конструктивными системами и схемами зданий, рассмотрим входящие в их состав конструкции.

1.3. Несущие каркасы

Конструкции каркасов изготавливают из железобетона, металла, дерева.

1.3.1. Железобетонные каркасы

В современном строительстве железобетонные каркасы выполняют в основном сборными из унифицированных типовых конструкций заводского изготовления. Основными типами многоэтажных железобетонных каркасов являются стоечно-балочный, безбалочный и с межферменными этажами.

Наибольшее распространение получил стоечно-балочный каркас в рамно-связевом варианте (рис. 1.23). Основу стоечно-балочного каркаса составляют многоэтажные рамы, образованные колоннами и ригелями.

Колонны имеют высоту в один или два-три этажа и размеры поперечного сечения 300х300, 400х400 и 400х600 мм. Стыки колонн обычно устраивают на 0,6-1 м выше отметки перекрытия.

Ригели (балки) применяют двух типов: с полками для опирания плит перекрытий и прямоугольного сечения. Оба типа ригеля имеют высоту

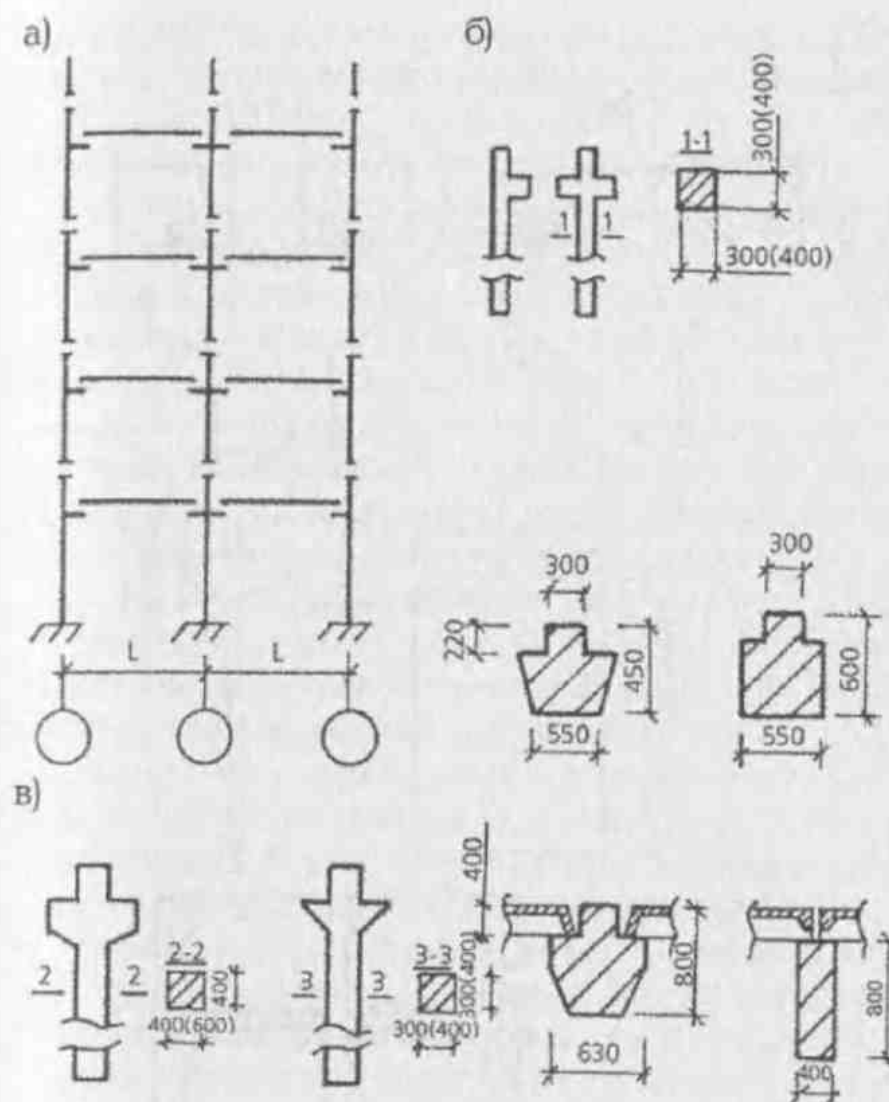


Рис. 1.23. Стоечно-балочный каркас. Элементы: а - схема поперечной рамы каркаса; б - колонны и ригели гражданских зданий; в - колонны и ригели промышленных и сельскохозяйственных зданий

800 мм. Укладка плит поверху ригелей увеличивает строительную высоту перекрытия, поэтому использование ригелей прямоугольного сечения должно быть обосновано.

Стык колонны и ригеля может быть жестким и шарнирным (рис. 1.24 а, б, в). Жесткие стыки выполняются с помощью сварки выпусков арматуры колонны и ригеля (рис. 1.24, б). В обоих случаях закладные детали в нижней части ригеля приваривают к закладным деталям консолей колонн, а стык замоноличивают бетоном. В шарнирных (гибких) стыках связь колонны с ригелем осуществляется только с помощью сварки закладных деталей (рис. 1.24, в), а также с помощью "рыбки" (рис. 1.24, а).

Панели перекрытий соединяют с ригелями сваркой закладных деталей. Швы между панелями заливают цементным раствором. Такие соединения превращают перекрытия в жесткие диски, исключая необходимость устройства каких-либо дополнительных элементов жесткости в плоскости перекрытий.

Вертикальные элементы жесткости устраивают между колоннами в плоскости рам и перпендикулярно к ним в виде стальных связей либо в виде железобетонных стенок-диафрагм (рис. 1.24, г, д). Стальные связи (крестовые при шаге колонн 6 м и порталные при шаге колонн 12 м) выполняют из

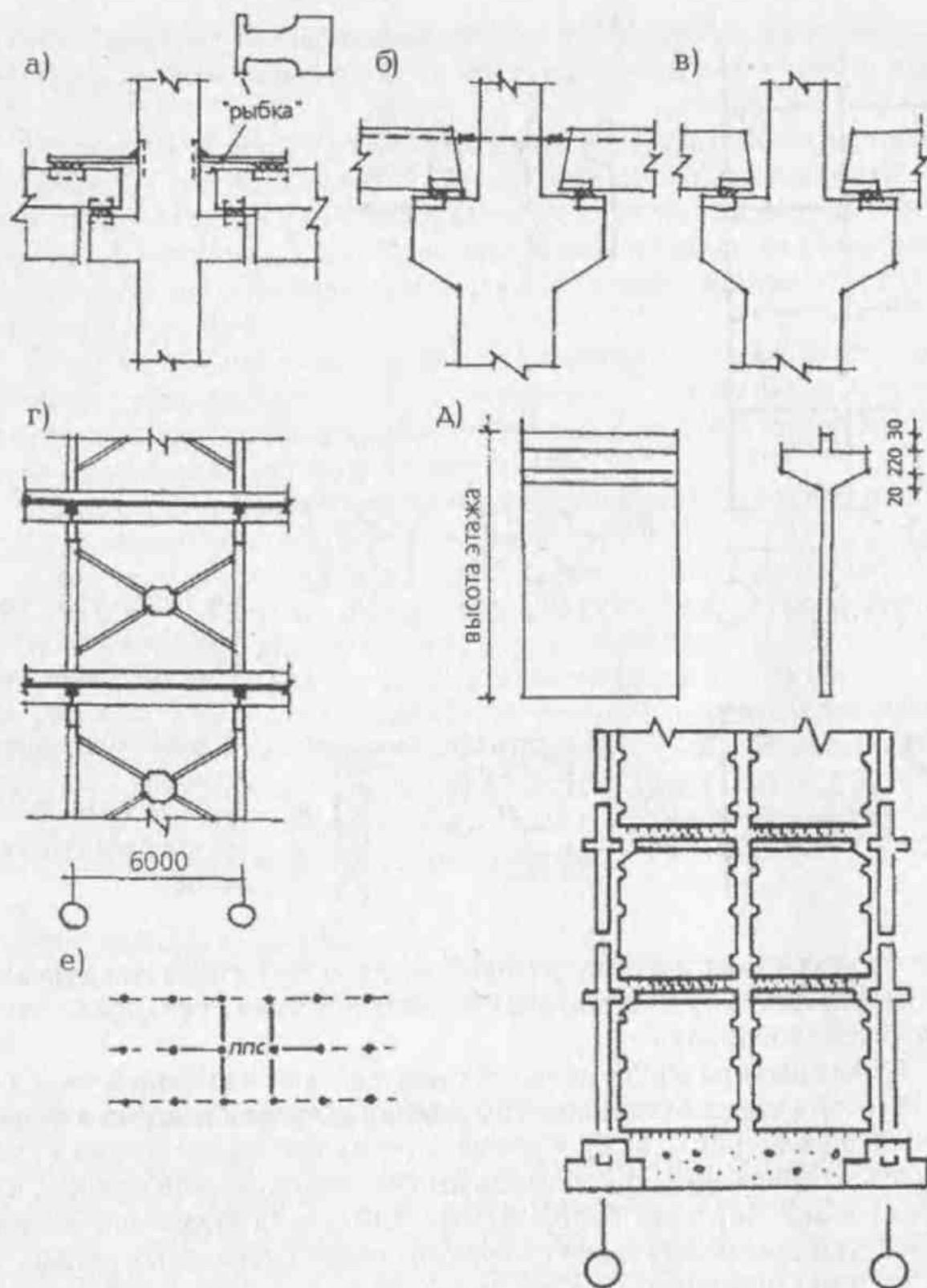


Рис. 1.24. Стоечно-балочный каркас. Узлы сопряжений ригеля и колонны. Элементы жесткости: а - стык колонны и ригеля с помощью стального посредника («рыбки»); б - жесткий стык с помощью сварки выпусков арматуры; в - шарнирный (гибкий) стык колонны и ригеля; г - стальные крестовые связи между колоннами; д - стенки-диафрагмы жесткости; е - вариант размещения в здании пространственной связевой системы (ПСС)

прокатных профилей и соединяют сваркой с закладными деталями колонн. Связи устанавливают поэтажно в середине температурного блока (через 30 м) по продольным рядам колонн в каждом ряду или через 1-2 ряда. В многоэтажных каркасах гражданских зданий в качестве вертикальных элементов жесткости используют стенки-диафрагмы, которые выполняют из одноэтажных панелей сплошного сечения. Диафрагмы устанавливаемые в плоскости рам, имеют одно — двухконсольную полку для опирания перекрытий. Связь диафрагм с рамой осуществляется сваркой выпусков арматуры с последующим замоноличиванием стыков. Из нескольких плоских панелей могут компоноваться пространственные связевые системы. Размещение в здании плоских или пространственных элементов жесткости осуществляется с учетом планировочного решения, а расстояния между ними определяются расчетом (рис. 1.24,е).

Безбалочный каркас (рис. 1.25) применяется в многоэтажных производственных зданиях в тех случаях, когда по санитарно-гигиеническим требованиям в помещениях необходимо наличие гладкого потолка (холодильники, мясокомбинаты и т.д.). По характеру работы под нагрузкой этот каркас является рамным. Его применяют только для сетки колонн 6×6 м при нагрузках на перекрытие от 5 до 30 КПа. Межколонные плиты (плиты-балки) имеют по продольным сторонам выступы — четверти. Межколонные плиты укладывают в двух взаимно-перпендикулярных направлениях на сборные железобетонные капители, опирающиеся на выступы (консоли) одноэтажных колонн квадратного или круглого сечения. Пролеты между плитами-балками перекрывают пролетными плитами, опирающимися по контуру на четверти межколонных плит, и соединяют с последними сваркой закладных деталей и выпусков арматуры. Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечиваются жесткостью узлов соединений его элементов[7].

Каркас с межферменными этажами применяется в крупнопролетных многоэтажных промышленных зданиях (рис. 1.26). Этот каркас проектируют рамно-связевым. Многоэтажные рамы образованы одноэтажными колоннами сечением 300×600 мм или 300×800 мм безраскосными фермами пролетами 12 и 18 м. Продольную устойчивость каркаса обеспечивают стальными связями, а также плитами перекрытий (покрытия). Высота ферм в зависимости от целей использования межферменного пространства составляет 1,2 м для непроходного (технического) этажа и 2,4 или 3 м — для проходного (технического) этажа и 3,6 м — для этажа с административно-хозяйственными помещениями, конструкторскими бюро и т.д.

Одноэтажные железобетонные каркасы (рис. 1.27) применяют в производственных зданиях промышленных и сельскохозяйственных предприятий, оборудованных подвесными или мостовыми кранами; последние передвигаются по рельсовым путям вдоль подкрановых балок, установленных на консолях колонн. Каркасы проектируют рамно-связевыми на основе унифицированных габаритных схем,

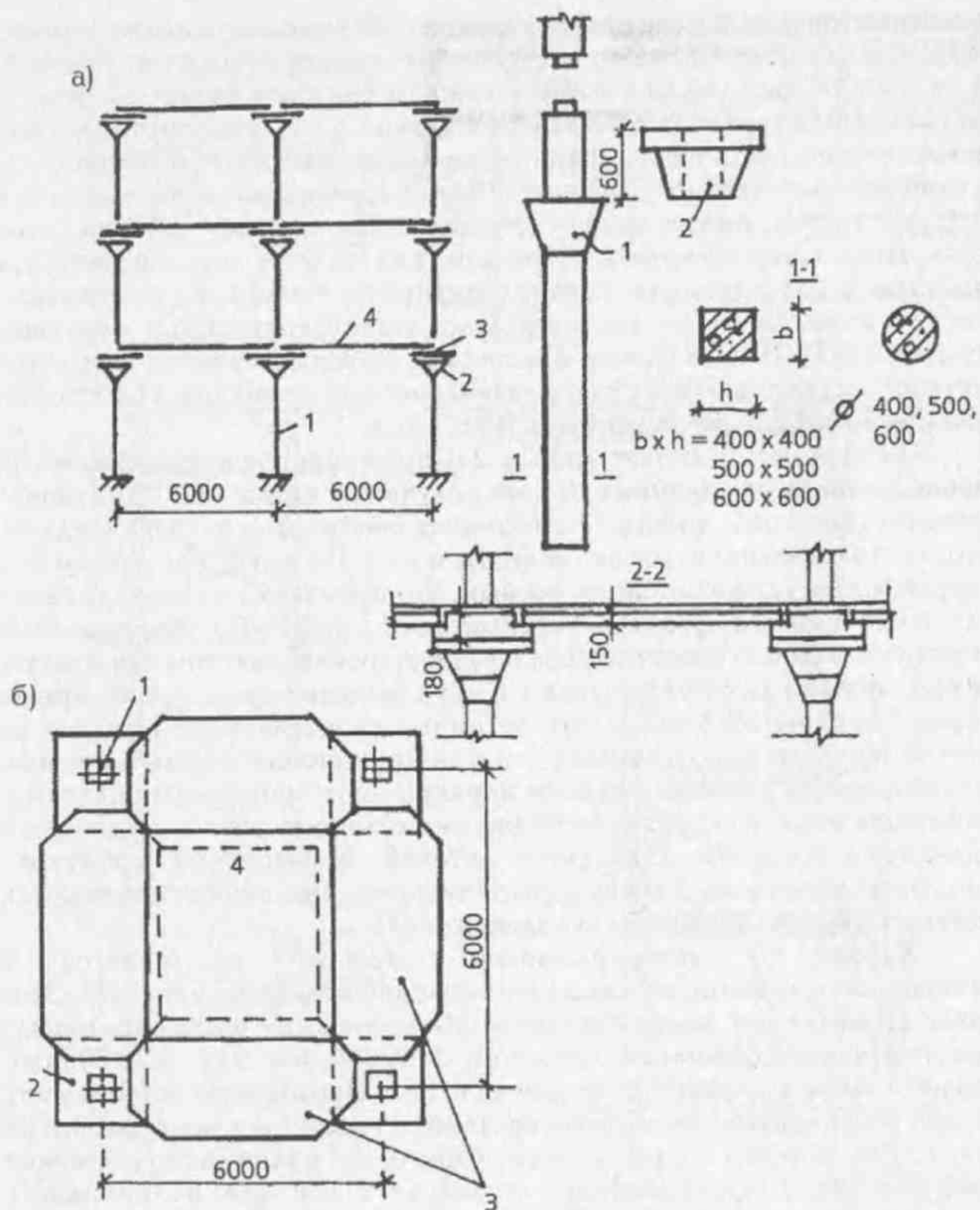


Рис. 1.25. Безбалочный каркас. Элементы: а - схема поперечной рамы каркаса; б - план конструктивной ячейки; 1 - колонна; 2 - капитель; 3 - межколонные плиты; 4 - пролетная плита

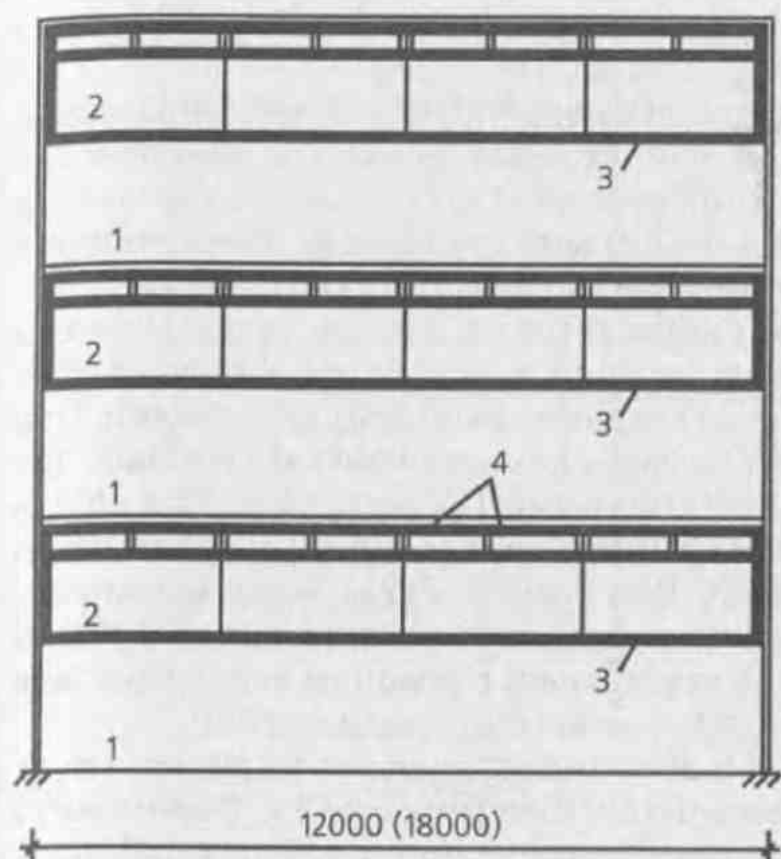


Рис. 1.26. Схема поперечной рамы каркаса с межферменными этажами: 1 - производственный этаж; 2 - межферменный этаж; 3 - ферма; 4 - плиты перекрытия

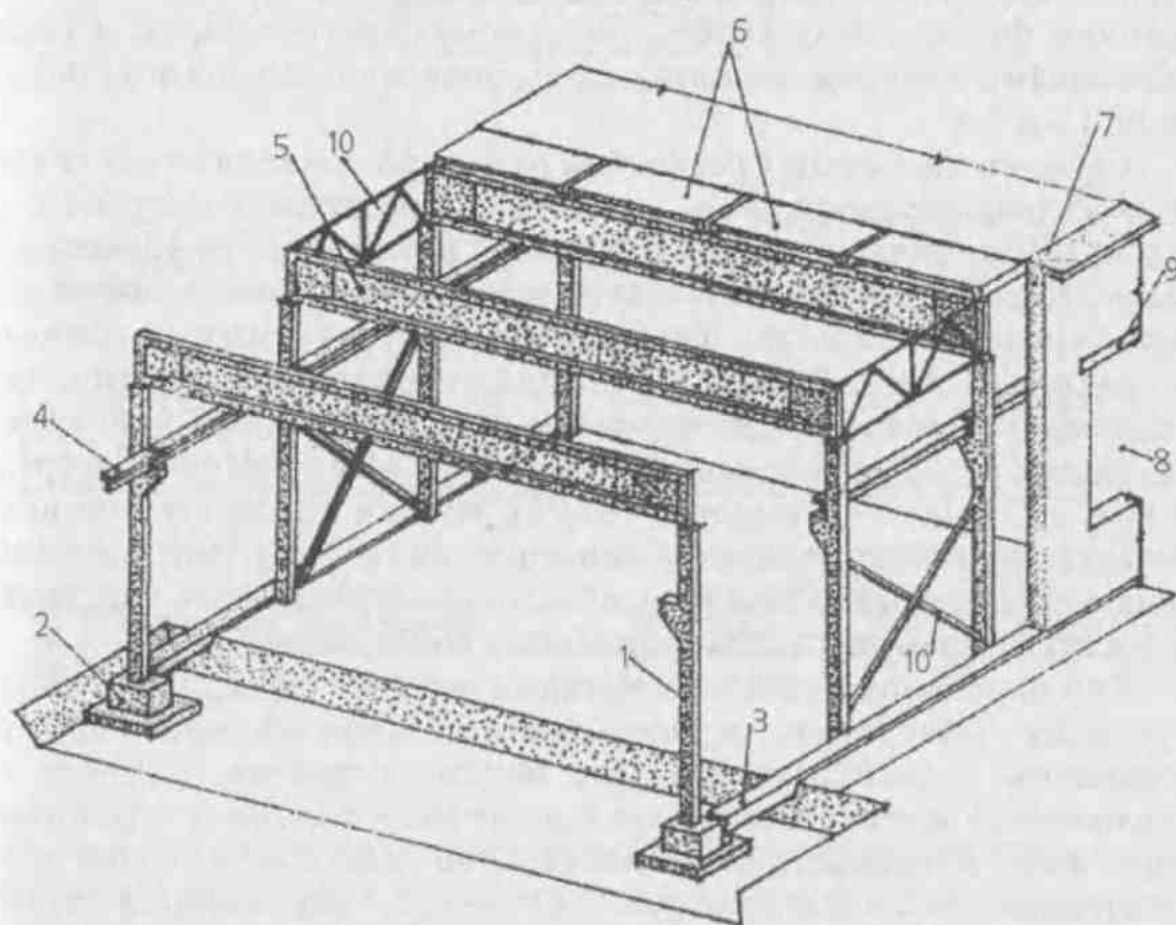


Рис. 1.27. Одноэтажный железобетонный каркас промышленного здания: 1 - колонна; 2 - столбчатый фундамент; 3 - фундаментная балка; 4 - подкрановая балка; 5 - стропильная балка; 6 - плита покрытия; 7 - наружная стена; 8 - окно; 9 - перемычка; 10 - связи

предусматривающих пролеты от 6 до 30 м, шаг колонн 6 и 12 м, высоту от 3 до 18 м.

Основу каркаса составляют поперечные одно- или многопролетные рамы (рис. 1.27). В продольном направлении рамы для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости здания соединяют связями, к которым относятся подкрановые балки, подстропильные конструкции и металлические связи, устраиваемые в покрытии и между колоннами.

Поперечная рама каркаса образуется из колонн, заземленных в фундаментах, и стропильных конструкций в виде балок или ферм (рис. 1.28). При наличии мостовых кранов колонны снабжаются консолями. При кранах грузоподъемностью до 30 т колонны делают сплошного сечения, при большей грузоподъемности — двухветвевыми. Пролеты в 6, 9, 12 и иногда 18 м при рулонных кровлях перекрываются балками с параллельными поясами или двухскатными балками. Шаг балок 6 и 12 м. Балки выполняют таврового или двутаврового сечения со сплошной стенкой типа БО (балка односкатная) или типа БД (балка двускатная) с уклоном верхнего пояса 1:2(30). Применяют также двускатные решетчатые балки типа БР.

Пролеты величиной 8, 24 и 30 м перекрываются фермами, масса которых значительно меньше массы балок. Шаг ферм 6 и 12 м. Фермы могут изготавливаться цельными или состояться из двух полуферм или блоков. Применяют фермы сегментные, арочные и полигональные, а также с параллельными поясами. Решетка ферм позволяет использовать плиты шириной 1,5 и 3 м.

Сегментные фермы с раскосной решеткой применяют для скатных, а с безраскосной решеткой — для скатных и плоских покрытий. Для безрулонных (мастичных) кровель рекомендуются фермы с параллельными поясами. По требованиям технологии и экономическим соображениям нередко каркас устраивают с шагом крайних (пристенных) рядов колонн 6 м, а средних — 12 м. В этом случае для устройства покрытия, кроме стропильных, необходимо применение подстропильных конструкций (балок, ферм), которые укладывают в продольном направлении на средние ряды колонн. При этом высота средних колонн снижается на высоту опорного столика подстропильной конструкции (700 мм). При шаге колонн крайних и средних рядов 12 м и расположении стропильных конструкций через 6 м также требуются подстропильные конструкции.

Тип подстропильной конструкции зависит от типа стропильной конструкции. Жесткость и устойчивость каркаса при нагрузках, действующих в плоскости рам (от массы покрытия, снега и т.д.), обеспечивается жесткостью узлов соединения колонн и стропильных конструкций. Жесткость и устойчивость каркаса при нагрузках, действующих из плоскости рам (от ветра, торможения кранов), обеспечивается подкрановыми балками, подстропильными конструкциями, плитами покрытия и металлическими горизонтальными и вертикальными связями (рис. 1.29).

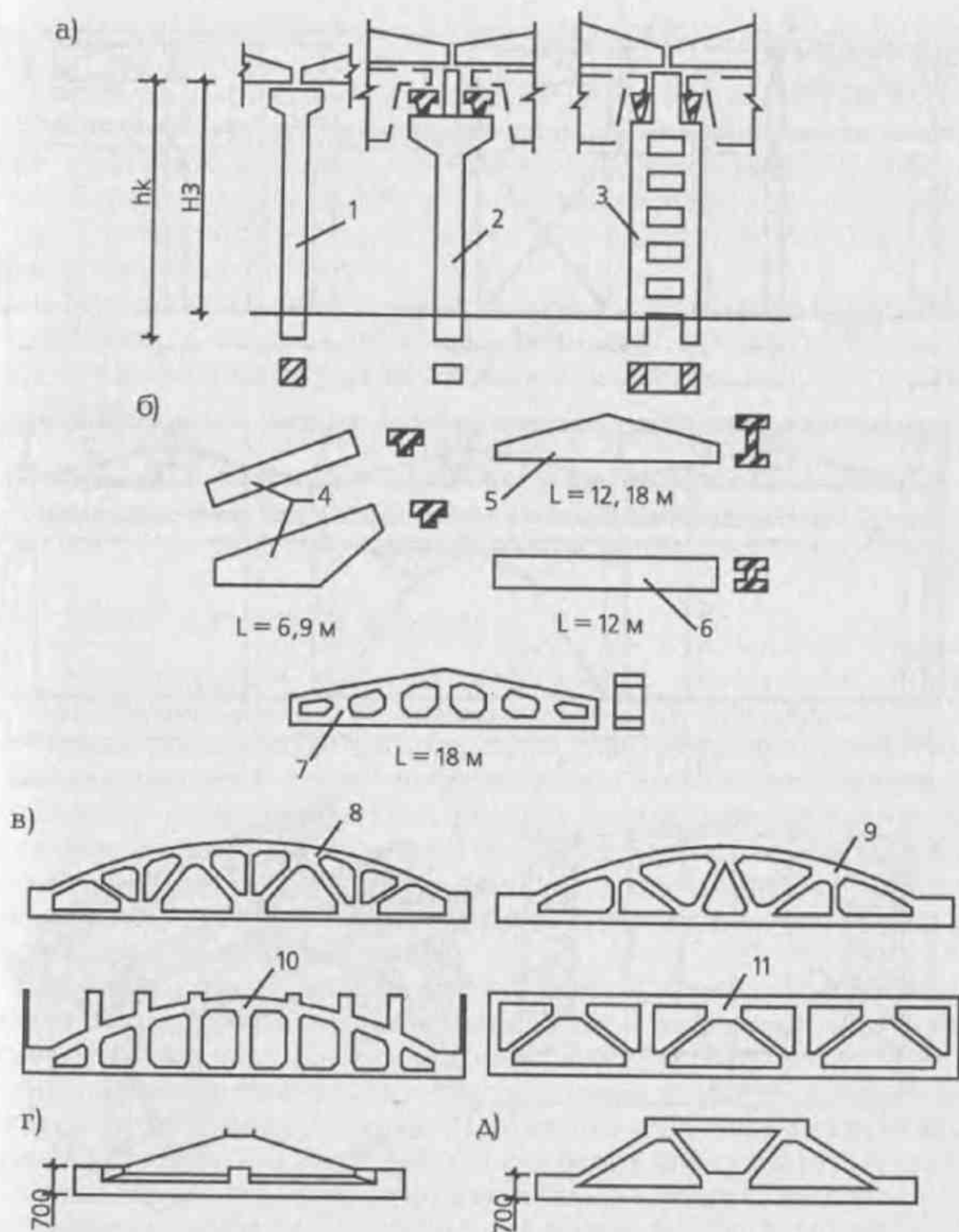


Рис. 1.28. Элементы одноэтажного железобетонного каркаса промышленного здания: а - колонны; б - стропильные балки (СБ); в - стропильные фермы (СФ); г - подстропильная балка; д - подстропильная ферма; 1 - колонны в зданиях без мостовых кранов; 2, 3 - колонны в зданиях с мостовыми кранами; 4 - односкатные СБ ($L = 6,9 \text{ м}$); 5 - двускатная СБ ($L = 12, 18 \text{ м}$); 6 - СБ с параллельными поясами ($L = 12 \text{ м}$); 7 - решетчатая СБ ($L = 18 \text{ м}$); 8 - сегментная СФ; 9 - арочная раскосная СФ; 10 - арочная безраскосная СФ; 11 - СФ с параллельными поясами

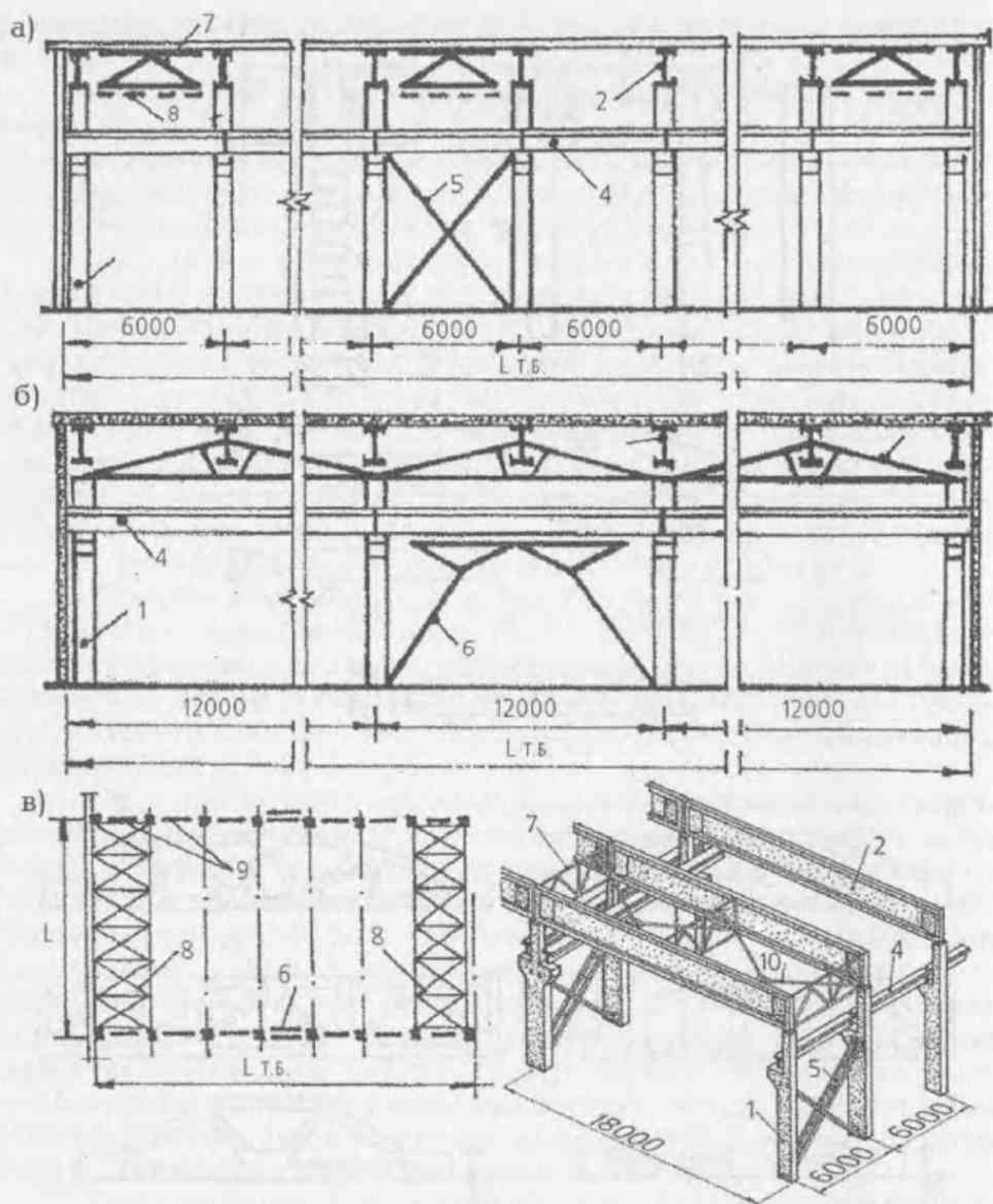


Рис. 1.29. Одноэтажный железобетонный каркас промышленного здания. Связи: а - размещение вертикальных связей в зданиях с плоскими покрытиями (без подстропильных конструкций); б - размещение вертикальных связей в зданиях с подстропильными конструкциями; в - размещение горизонтальных связей в пределах температурного блока; 1 - колонна; 2 - стропильная конструкция; 3 - подстропильная конструкция; 4 - подкрановая балка; 5 - крестовые вертикальные связи; 6 - порталные вертикальные связи; 7 - связевые вертикальные фермы; 8 - ветровые горизонтальные фермы; 9 - распорки; 10 - горизонтальные крестовые связи

Горизонтальные связи устанавливаются в плоскости верхнего и нижнего пояса балок или ферм, вертикальные — между колоннами и балками (фермами) в вертикальной плоскости. Конструктивное решение связей зависит от высоты здания, величины пролета, шага колонн, наличия кранов и их грузоподъемности. Горизонтальные связи в виде металлических ветровых ферм по нижнему поясу стропильных конструкций устраивают в торцах зданий большой высоты или при наличии мостовых кранов грузоподъемностью более 30 т.

При устройстве фонарных проемов в покрытии стропильные конструкции в торцах проемов соединяют по верхним поясам горизонтальными крестовыми связями, а под фонарями — стальными распорками.

Вертикальные связи крестовые или порталные между колоннами в каждом продольном ряду устанавливают в середине температурного блока. Вертикальные связи между опорами балок или ферм ставят в крайних пролетах температурного блока зданий без подстропильных конструкций.

1.3.2. Металлические каркасы

Металлические каркасы используют, главным образом, в одноэтажных промышленных зданиях с пролетами 30 м и более, высотой колонн более 18 м, при наличии мостовых кранов грузоподъемностью более 30 т. Металлический каркас целесообразен в зданиях, возводимых в сейсмических и труднодоступных районах, не имеющих предприятий по изготовлению сборных железобетонных конструкций; в тех случаях, когда железобетонный каркас неприменим из-за агрессии внутренней среды; при наличии неунифицированных геометрических параметров здания или больших нагрузок на перекрытия.

Основу металлического каркаса так же, как и железобетонного, составляют поперечные рамы, состоящие из колонн, жестко заземленных в фундаменте, и стропильных ферм, реже балок (рис. 1.30).

Колонны могут быть постоянного сечения по высоте и ступенчатые двухветвевые. Колонны постоянного сечения выполняют из прокатных сварных двутавров с консолями для опирания подкрановых балок. Их устанавливают в бескрановых зданиях, а также в зданиях высотой до 9,6 м с мостовыми кранами грузоподъемностью до 20 т. Ступенчатые двухветвевые колонны предназначены для зданий высотой до 18 м, с крановым оборудованием до 125 т.

Надкрановая часть колонны выполняется из двутавра, подкрановая состоит из двух ветвей, соединенных решеткой. На уступ подкрановой ветви опирают подкрановые балки. Нижняя часть колонн завершается "башмаком" — расширением, состоящим из вертикальных ребер (траверс) и опорной плиты, укладываемой на железобетонный фундамент по слою цементного раствора. Башмак соединяется с фундаментом анкерными болтами.

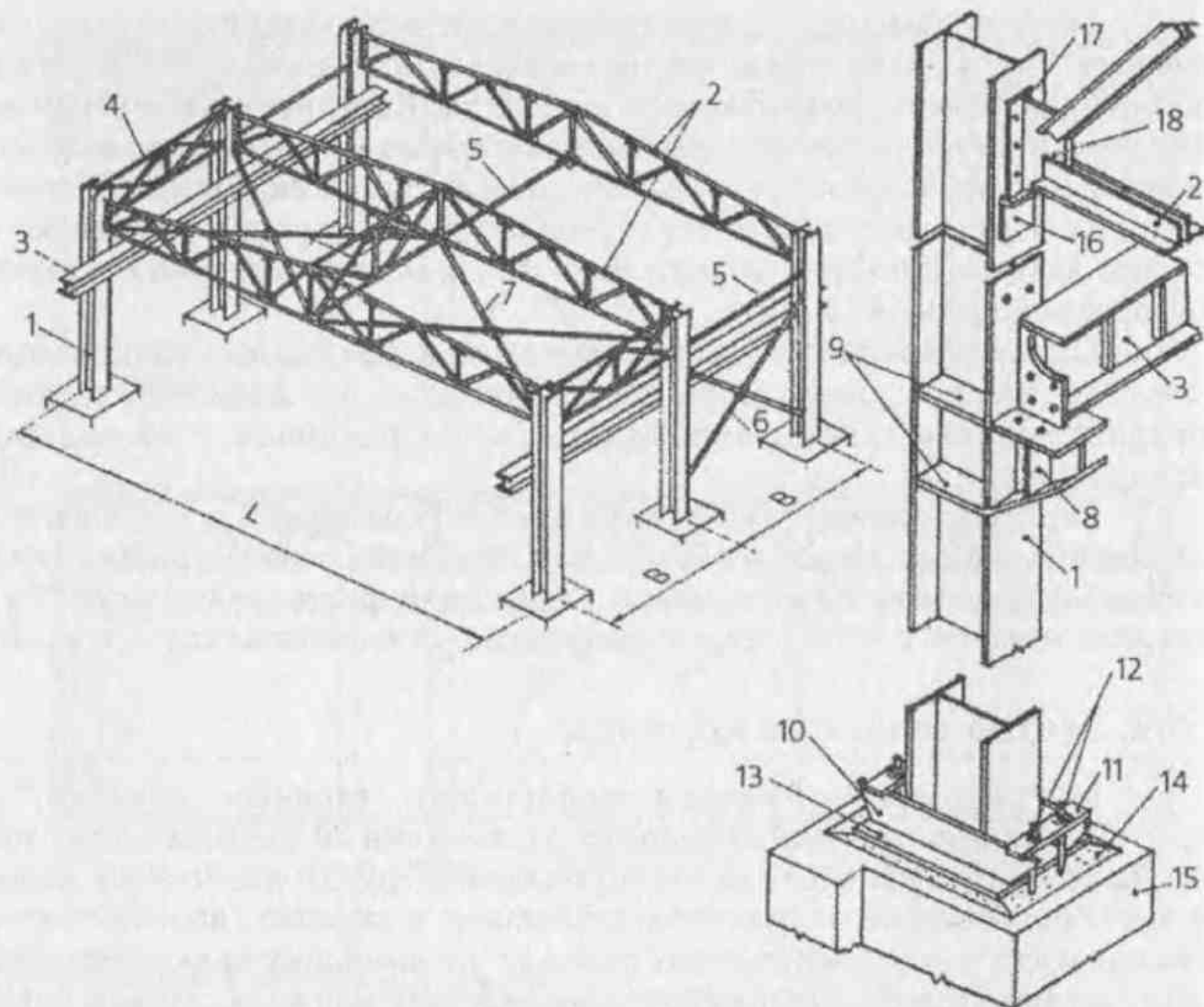


Рис. 1.30. Одноэтажный металлический каркас промышленного здания. Элементы: 1 - колонны; 2 - стропильная ферма; 3 - подкрановая балка; 4 - вертикальные связевые фермы; 5 - растяжка в уровне нижнего пояса ферм; 6 - вертикальные крестовые связи между колоннами; 7 - горизонтальные крестовые связи в уровне нижнего пояса ферм; 8 - подкрановая консоль; 9 - ребра жесткости; 10 - траверса; 11 - анкерная плита; 12 - анкерные болты; 13 - опорная плита; 14 - цементный раствор; 15 - бетонный фундамент; 16 - опорный столик; 17 - опорная планка; 18 - фасонка

Для устройства плоских покрытий используют фермы с параллельными поясами с шагом 6 и 12 м. Треугольные фермы с шагом 6 м применяют для устройства скатного покрытия в неотапливаемых зданиях с кровлей из асбестоцементных листов. Элементы ферм изготавливают из уголков или тавров, соединяемых в узлах электросваркой с помощью металлических листов — косынок или высокопрочными болтами. Элементы ферм могут также изготавливаться из труб, свариваемых встык; эти фермы экономичнее по расходу металла, менее трудоемки при изготовлении и имеют меньшую массу.

В каркасе могут использоваться подстропильные фермы с параллельными поясами для плоских покрытий и треугольные — для скатных. Условия их применения те же, что и в железобетонном каркасе.

Важную роль в обеспечении пространственной жесткости и устойчивости каркаса играют связи. Различают две группы связей, одна из которых устанавливается по колоннам, а другая — по покрытию здания.

Вертикальные связи по колоннам обеспечивают создание системы продольных рам, воспринимающих нагрузки, действующие вдоль здания, облегчают монтаж колонн и увеличивают их жесткость из плоскости поперечных рам. При отсутствии подстропильных конструкций связи устраивают в три яруса: первый — от пола до подкрановой балки, второй — от подкрановой балки до низа ферм и третий — в пределах высоты ферм. Если покрытие проектируется с подстропильными конструкциями, устраивается два яруса связей [8].

Нижние вертикальные связи (крестовые или порталные) устанавливают в середине температурного блока, верхние — в середине и по торцам блока. Продольная жесткость здания повышается также за счет подкрановых балок и подстропильных ферм.

Покрытия имеют горизонтальные связи по верхним и нижним поясам ферм и вертикальные связи между торцами ферм (рис. 1.31). В

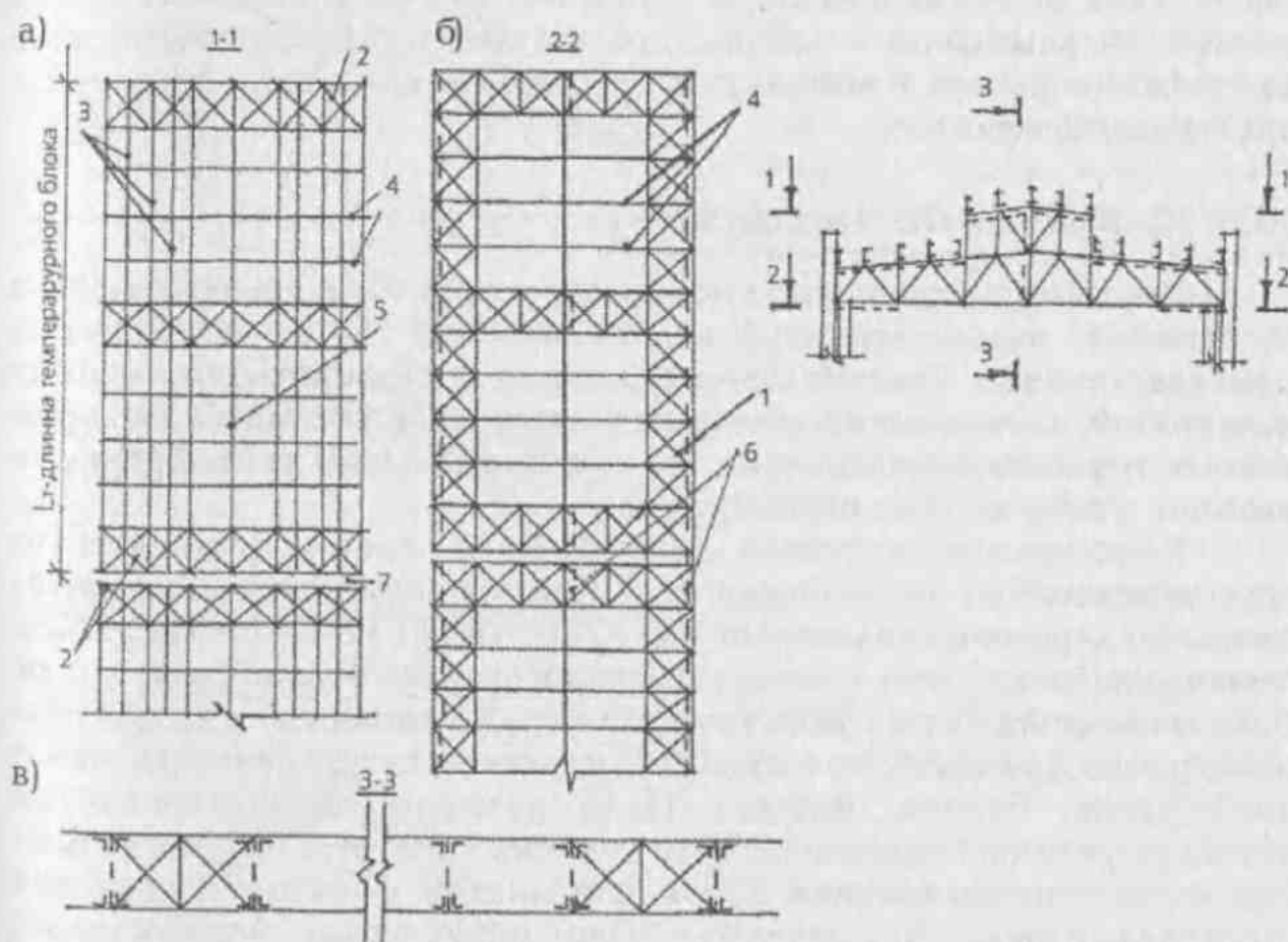


Рис. 1.31. Одноэтажный металлический каркас промышленного здания. Связи в покрытии: а - связь по верхним поясам ферм; б - связи по нижним поясам ферм; в - вертикальные связи между фермами; 1 - нижние горизонтальные связи; 2 - верхние горизонтальные связи; 3 - прогоны; 4 - фермы покрытия; 5 - распорка; 6 - вертикальные связи; 7 - температурный шов

уровне верхнего пояса ферм устраивают горизонтальные крестовые связи и распорки. Образующиеся при этом поперечные связевые фермы устраивают в торцах здания и у деформационных швов. При длине здания свыше 120 метров промежуточные связевые фермы ставят через каждые 60 м.

Назначение этих связей — обеспечение устойчивости сжатых поясов ферм в горизонтальной плоскости и повышение жесткости ферм в период монтажа.

Горизонтальными связями в уровне верхнего пояса ферм служат также плиты покрытия, а в прогонной системе покрытия — прогоны. При железобетонных плитах покрытия, приваренных через закладные детали к верхнему поясу ферм, связевые фермы устанавливают по краям температурных блоков только на период монтажа.

Горизонтальные связи в плоскости нижнего пояса ферм устраивают по контуру температурного блока, а при блоках большой длины и посередине.

Вертикальные связи между фермами предназначены в основном для обеспечения устойчивости ферм при монтаже. Их устраивают между опорами основных ферм, в середине пролета связевых поперечных ферм и под стойками фонаря и выполняют крестовыми или в виде фермочек с параллельными поясами.

1.3.3. Деревянные каркасы

Эти каркасы применяют в большепролетных общественных зданиях (спортивные залы, выставочные павильоны) и в одноэтажных производственных зданиях промышленных и сельскохозяйственных предприятий: одно- и многопролетных; бескрановых и с подвесными кран-балками грузоподъемностью до 3,0 т; с нормальным температурным режимом, а также с агрессивной средой.

Конструкции каркасов выполняются преимущественно из древесины хвойных пород (сосна, ель). Конструкции могут выполняться целиком из деревянных элементов или в сочетании с металлом; могут быть сплошными (балки, рамы, арки) и сквозными (фермы, а также рамы и арки, образованные из ферм). Конструкции могут выполняться из цельных досок, бревен, брусьев, быть составными из нескольких соединенных между собой досок, бревен, брусьев (если размеры лесоматериала не соответствуют требуемым размерам сечения конструкций), могут быть склеенными из нескольких досок или листов фанеры, с помощью водостойких и биостойких клеев на основе синтетических смол. Составной или клееной может быть вся конструкция целиком (например, балка) или отдельные ее элементы (например, верхний пояс фермы, арки).

Использование клееных конструкций заводского изготовления обеспечивает быстроту монтажа здания. Эти конструкции имеют более высокое качество, устойчивы к загниванию. Клей соединяет отдельные

части конструкций в монолитные элементы любого сечения, формы и длины, позволяя использовать малоценные пиломатериалы. Клееные конструкции и элементы можно армировать стальными стержнями, соединяя их с древесиной эпоксидным клеем, в результате чего получают армодеревянные конструкции с повышенной по сравнению с обычными клееными конструкциями несущей способностью и жесткостью. Однако, при нагревании до температуры 80° , клей теряет свою прочность, при этом нарушается адгезия (связь) арматуры с древесиной.

Соединения отдельных элементов в деревянных конструкциях могут осуществляться на врубках, нагелях и на клею. Из деревянных конструкций в современном строительстве монтируются стоечно-балочные, рамные и арочные каркасы (рис. 1.32).

Стойечно-балочные каркасы (рис. 1.32,а) проектируют в основном для производственных зданий. Пролеты перекрываются балками при пролетах от 6 до 18 м или фермами при пролетах от 12 до 30 м. При больших пролетах используют арки с затяжками.

Рамные каркасы (рис. 1.32,б) проектируют для общественных и производственных однопролетных зданий с пролетами от 12 до 24 м. Несущие рамы могут быть образованы из прямолинейных элементов (ригеля и стойки), соединенных нагелями, или в с использованием зубчатого шипа; могут использоваться и гнутоклееные рамы. Применение клееной древесины позволяет получить рамные конструкции изящных и сложных форм, а легкость и прочность древесины, сопротивляемость загниванию и воспламенению в конструкциях, прошедших пропитку антисептиками и антипиренами, делает их серьезными конкурентами железобетонным и металлическим конструкциям.

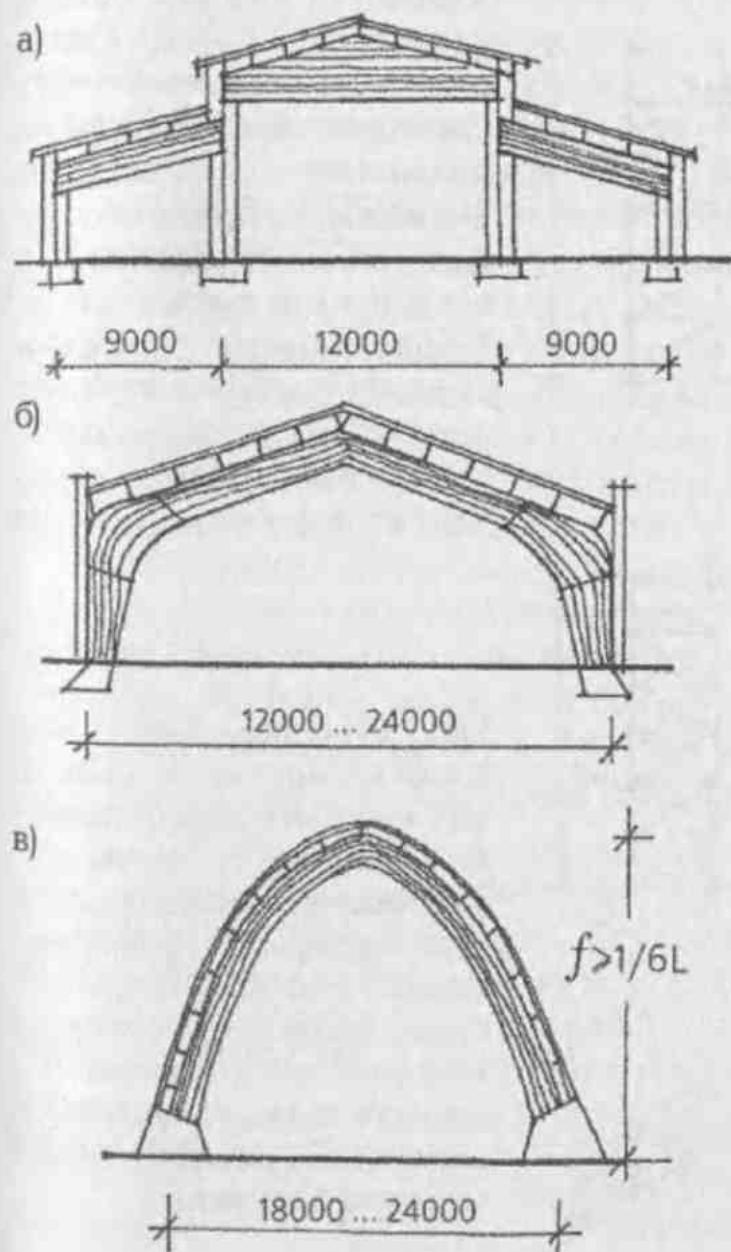


Рис. 1.32. Типы деревянных каркасов: а - стойечно-балочный; б - рамный; в - арочный

Арочные каркасы (рис. 1.32,в) проектируют для общественных и производственных однопролетных зданий (склады минеральных удобрений, химического сырья и др.) с пролетами до 60 м и более. Стрелу подъема арок (f) обычно принимают не менее $1/6$ пролета (L), а высоту сечения арки (h) — до $1/30 L$.

Арки выполняют составными из двух полуарок, соединение которых в коньковом узле может быть осуществлено, например, с помощью металлических угольковых накладок на болтах. Горизонтальный распор рамных и арочных конструкций каркасов передается на фундаменты.

Пространственная жесткость покрытия с применением балок или ферм обеспечивается устройством деревянных связей с раскосной решеткой в плоскости верхних поясов ферм или в плоскости скатов крыши, а при необходимости (например, при большой высоте торцевых стен)

дополняется устройством крестовых связей в плоскости нижних поясов ферм (рис. 1.33,а,б). Связи вместе с поясами двух соседних несущих ферм покрытия составляют фермы жесткости: наклонные (скатные) и горизонтальные. Образованные таким образом пространственные жесткие блоки размещают в покрытии у торцов здания и по его длине на

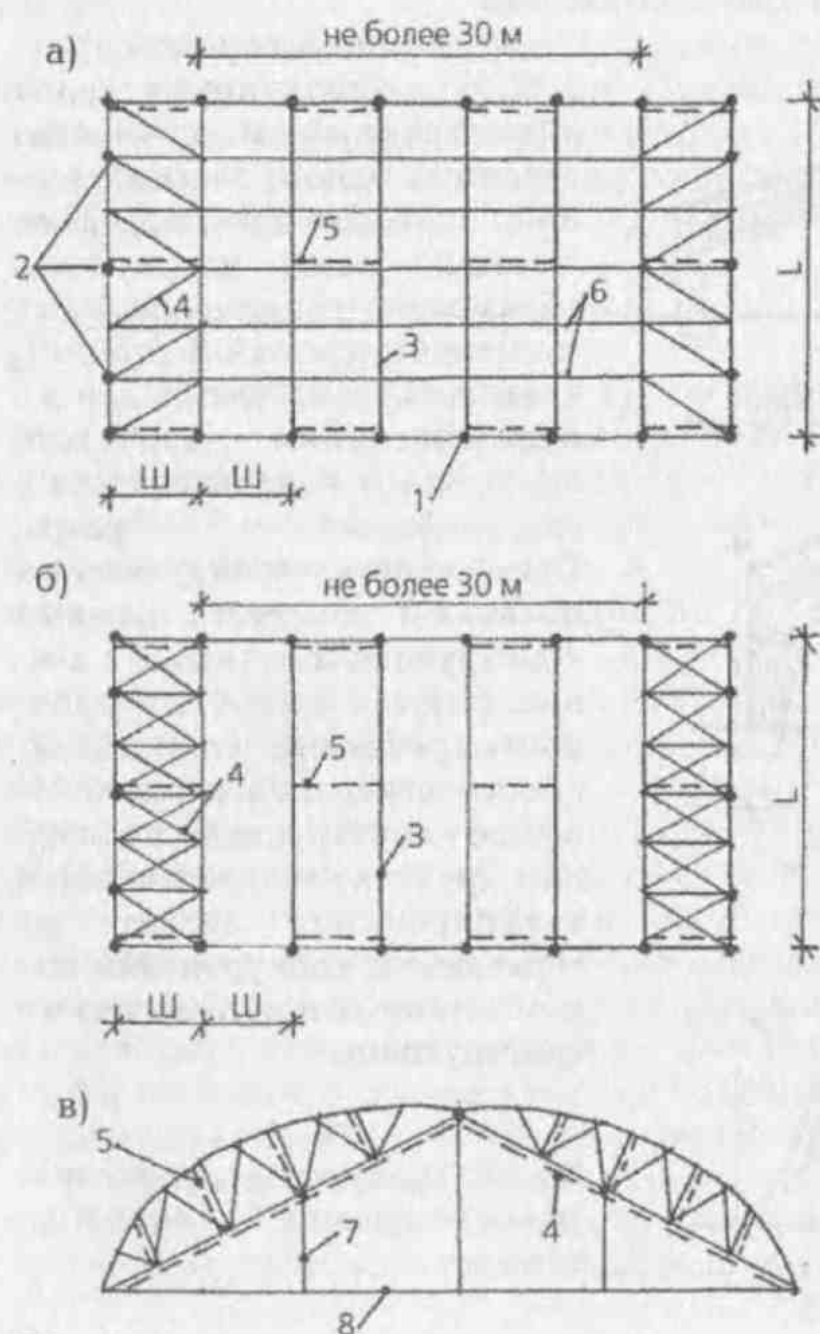


Рис. 1.33. Деревянный каркас. Связи в покрытии: а - связи по верхнему поясу ферм; б - связи по нижнему поясу ферм; в - расположение связей в покрытии с трехшарнирными сквозными арками; 1 - стойки каркаса; 2 - стойки фахверка; 3 - несущие конструкции покрытия; 4 - горизонтальные связи; 5 - вертикальные связи; 6 - прогоны; 7 - подвеска; 8 - затяжка

расстоянии не более 30 м [9].

Кроме указанных связей, для обеспечения пространственной жесткости покрытия размещают вертикальные связи с раскосной или полураскосной решеткой по фермам в плоскости опорных стоек и в середине пролета. Вертикальные связи ставят, соединяя каждую пару ферм около торцов здания, и через один пролет, чтобы выход из строя одной фермы не повлек за собой обрушение всего покрытия. При пролетах ферм более 24 м вертикальные связи устраивают еще и в четвертях пролета.

Вертикальные крестовые связи между стойками каркаса размещают в торцах и через 20-25 м по длине здания, в каждом ряду колонн. Для обеспечения пространственной жесткости покрытий с применением сквозных арок и рам каждая пара входящих в состав этих конструкций ферм скрепляется в узлах вертикальными раскосными связями (рис. 1.33, в).

1.4. Наружные и внутренние стены

Стены — протяженные по длине вертикальные плоские конструкции. По характеру работы под нагрузкой они могут быть несущими, самонесущими и ненесущими (навесными). По материалу и способу возведения различают стены построечного типа — каменные, деревянные и стены заводского изготовления — из блоков или панелей.

Среди каменных стен наиболее распространены стены из кирпича ($\rho = 1400-1900 \text{ кг/м}^3$), выполненные в виде сплошной кладки толщиной до 510 мм и более и облегченные, например, из двух кирпичных стенок толщиной 250 мм каждая и утеплителя из керамзита или легкого бетона. Сплошные (однослойные) конструкции применяют во внутренних стенах и нижних рядах наружных стен зданий повышенной этажности. Область применения облегченных (слоистых) конструкций ограничивается наружными стенами зданий высотой 3-5 этажей.

Крупноблочные стены гражданских и производственных зданий относят к однослойным бетонным конструкциям. Масса и размеры блоков зависят от местоположения блоков в стене и принятой схемы разрезки стены на элементы (двух- или трехрядной). Наиболее распространены блоки массой от 0,3 до 3 т из легкого бетона ($\rho = 1200-1800 \text{ кг/м}^3$) для наружных стен и из тяжелого бетона ($\rho = 1900-2100 \text{ кг/м}^3$) — для внутренних стен. Толщина блочных стен 300, 400, 500 и 600 мм.

Крупнопанельные бетонные стены являются основным типом стен в современных жилых зданиях. Стеновые панели могут изготавливаться однослойными, то есть целиком из бетона (рис. 1.34, а-1, 2). Для панелей наружных стен используют легкий бетон, а для панелей внутренних стен — тяжелый бетон. Применяют также многослойные (двух и трехслойные) конструкции, включающие утеплитель из минеральной ваты, пеностекла, фибролита, полистирольного и фенольного пенопластов (рис. 1.34, а-3).

Для стен жилых зданий используют панели высотой на этаж (2,8 м; 3,0 м; 3,3 м) и шириной на одну-две комнаты. Для стен общественных и

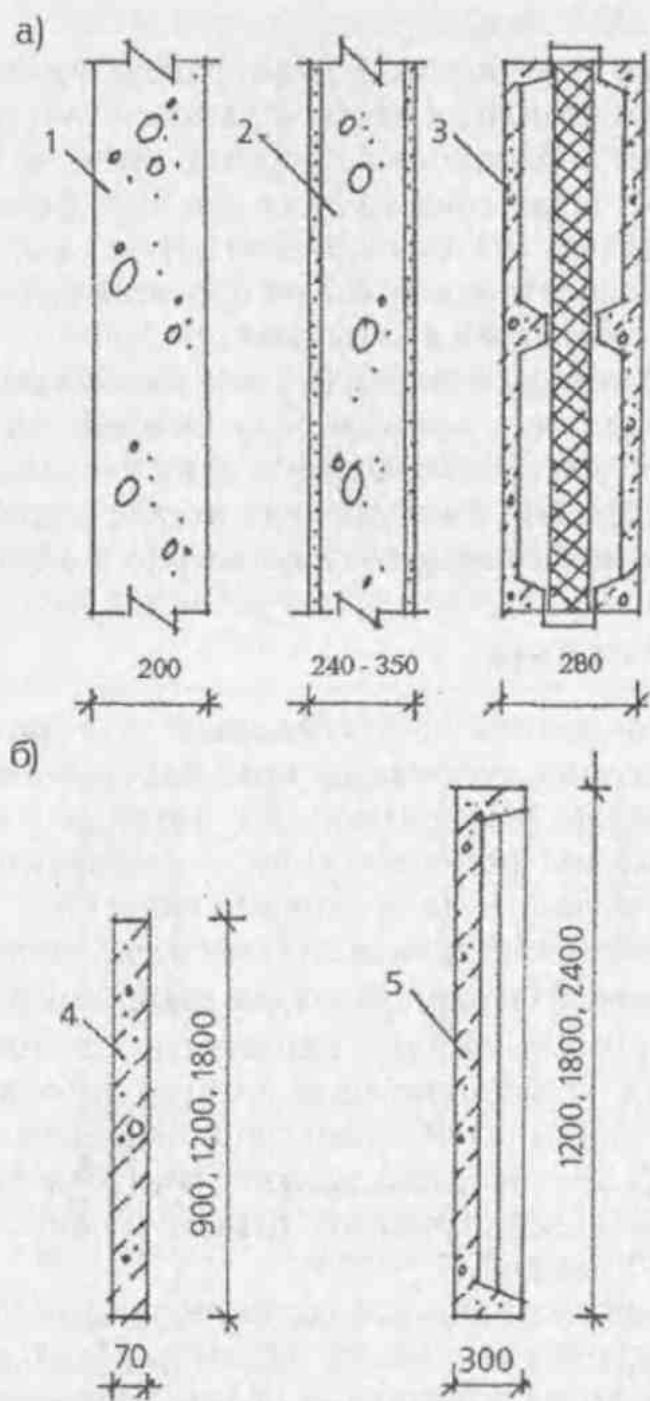


Рис. 1.34. Бетонные панели: а - для отапливаемых зданий; б - для неотапливаемых зданий; 1 - панель из ячеистого бетона; 2 - панель из легкого бетона с декоративно-защитными слоями; 3 - трехслойная панель из 2-х железобетонных ребристых плит и утеплителя; 4 - железобетонная плоская панель; 5 - железобетонная ребристая панель

производственных зданий применяют так называемые полосовые панели высотой 0,9 м; 1,5 м; 1,8 м и шириной 6,0 м и 12,0 м. Толщина панельных стен определяется теплотехническим расчетом, исходя из условий обеспечения прочности, огнестойкости, а также необходимого температурного режима внутри здания или сооружения. Практически установлено, что хорошими теплозащитными, прочностными и огнезащитными качествами обладают несущие панельные стены толщиной 240-350 мм; самонесущие и ненесущие — толщиной 180-300 мм. Для неотапливаемых производственных зданий разработаны конструкции железобетонных плоских и ребристых панелей наружных стен длиной 6 и 12 м (рис. 1.34, б-4,5).

К экономичным решениям многослойных конструкций панелей наружных стен относят панели из небетонных материалов (панели-экраны), преимуществом которых, по сравнению с бетонными, является незначительный вес. Панели состоят из двух листовых обшивок, между которыми расположен утеплитель (рис. 1.35). В качестве обшивок используют асбестоцементные, стальные, алюминиевые плоские и профилированные листы. Утеплителем в каркасных панелях служат минераловатные и древесно-волоконистые плиты, а в бескаркасных панелях — фибролит, пенополиуретан и др. Толщина утеплителя определяется теплотехническим расчетом.

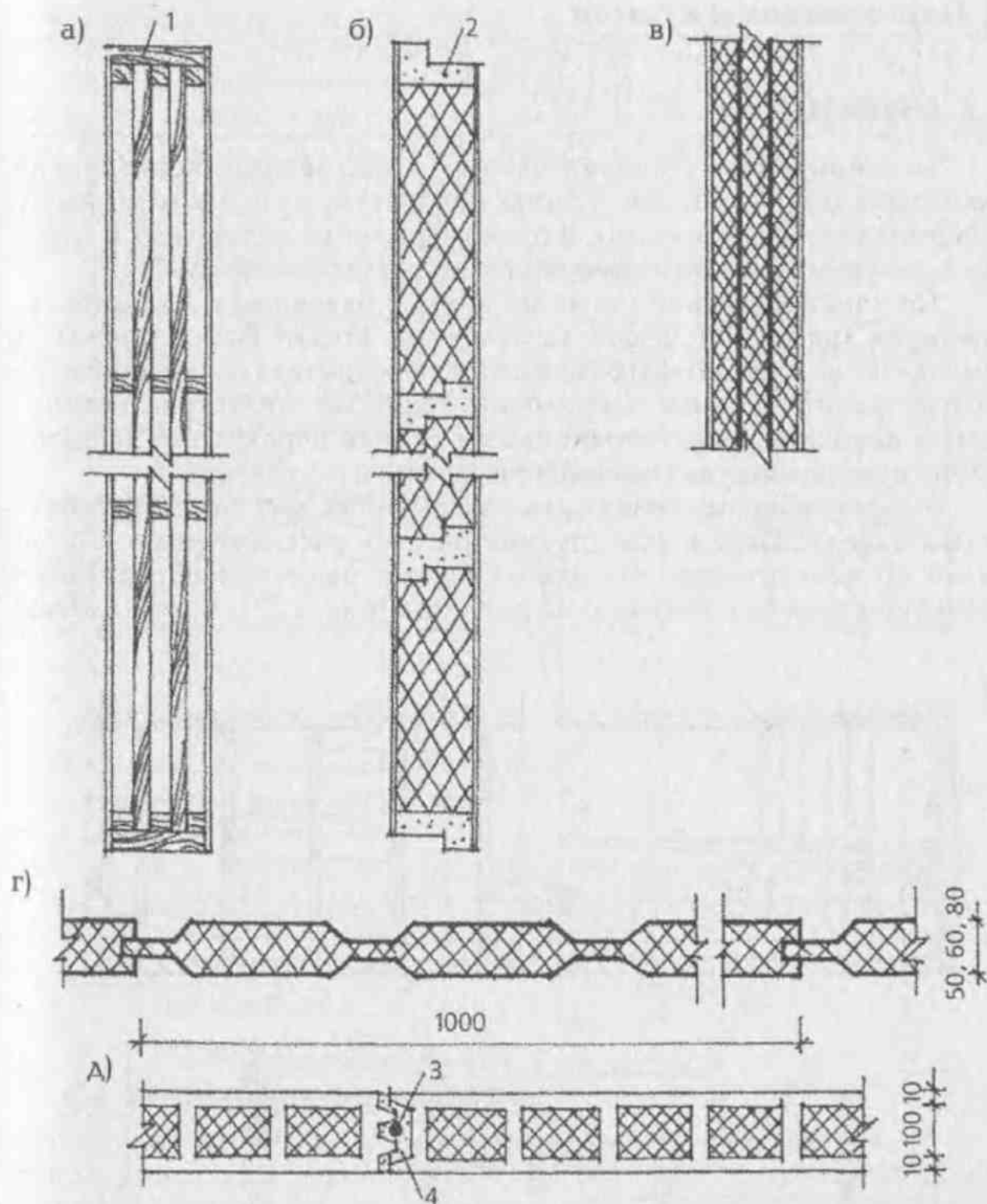


Рис. 1.35. Панели из небетонных материалов: а - каркасная панель с обшивками из алюминиевых листов и утеплителем из древесно-волокистых плит; б - каркасная панель с обшивками из асбестоцементных листов и минераловатным утеплителем; в - бескаркасная панель из трех слоев цементного фибролита на цементно-песчаном растворе; г - бескаркасная панель с обшивками из стальных профилированных листов и утеплителем из пенополиуретана; д - бескаркасная экструзионная асбестоцементная панель с минераловатным утеплителем; 1 - каркас из деревянных брусков; 2 - каркас из асбестоцементных брусков; 3 - гернит; 4 - цементно-песчаный раствор

1.5. Перекрытия и крыши

1.5.1. Перекрытия

Перекрытия — горизонтальные комплексные конструкции, разделяющие здание на этажи. В состав междуэтажных перекрытий входят несущие элементы, пол, потолок. В состав чердачных, подвальных и других типов перекрытий дополнительно включают различные прослойки.

По конструктивной схеме различают балочные и безбалочные перекрытия (рис. 1.36). В состав балочных входят балки (ригели) и опирающиеся на них плиты. В безбалочных перекрытиях плиты опираются непосредственно на стены или колонны. Наиболее индустриальными, а потому и наиболее распространенными типами перекрытий являются сборные, монтируемые из элементов заводского изготовления.

В состав сборных балочных перекрытий входят железобетонные ригели и панели. Типы и конструкции ригелей рассмотрены в 1.3. Тип панелей по конструктивному исполнению и размерам определяется назначением здания и величинами пролетов (рис. 1.37). В гражданских

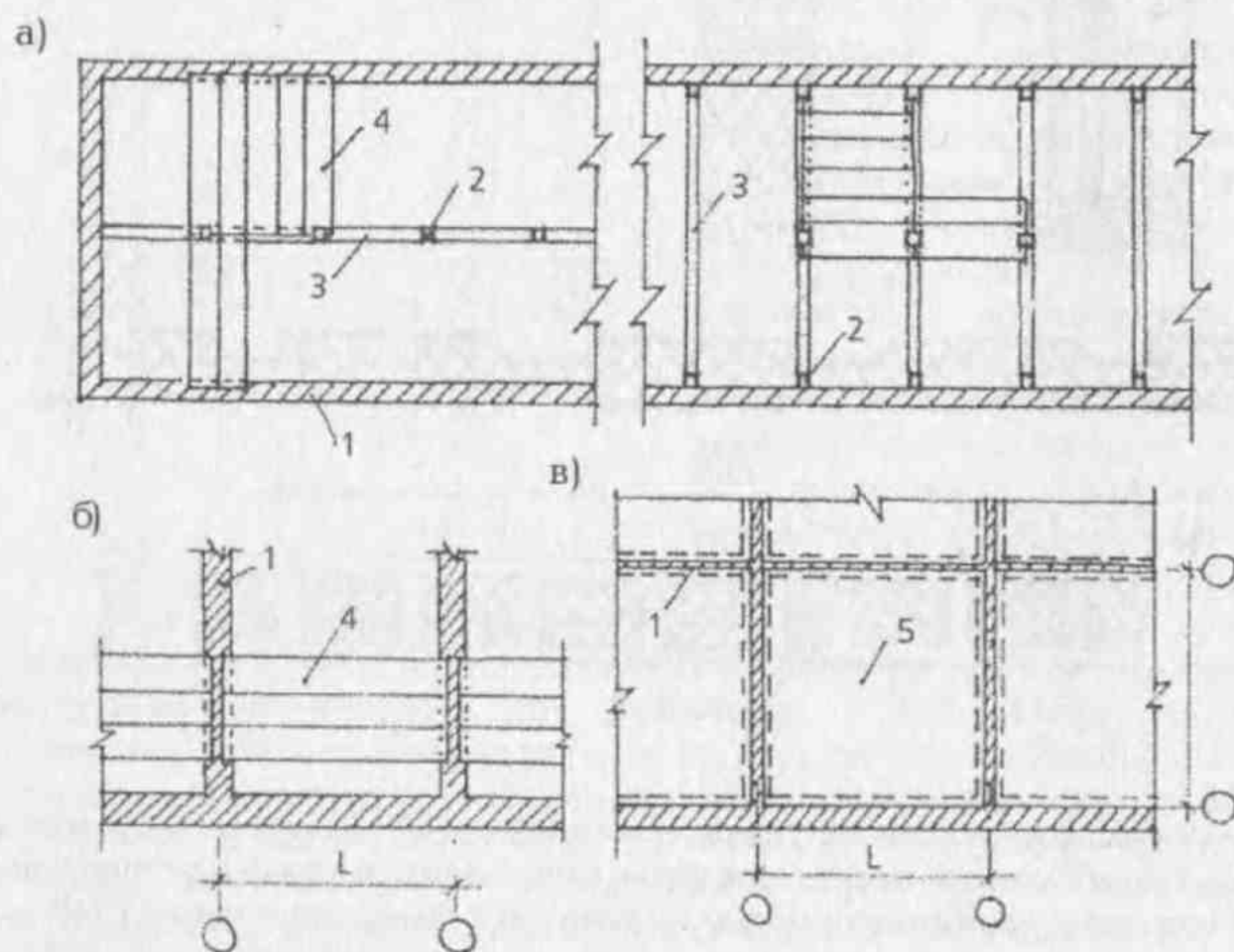


Рис. 1.36. Схемы перекрытий: а - балочные перекрытия; б - безбалочные перекрытия в виде настилов; в - безбалочные перекрытия в виде панелей размером «на комнату»; 1 - несущая стена; 2 - колонна; 3 - ригель; 4 - настил (панель); 5 - панель размером «на комнату»

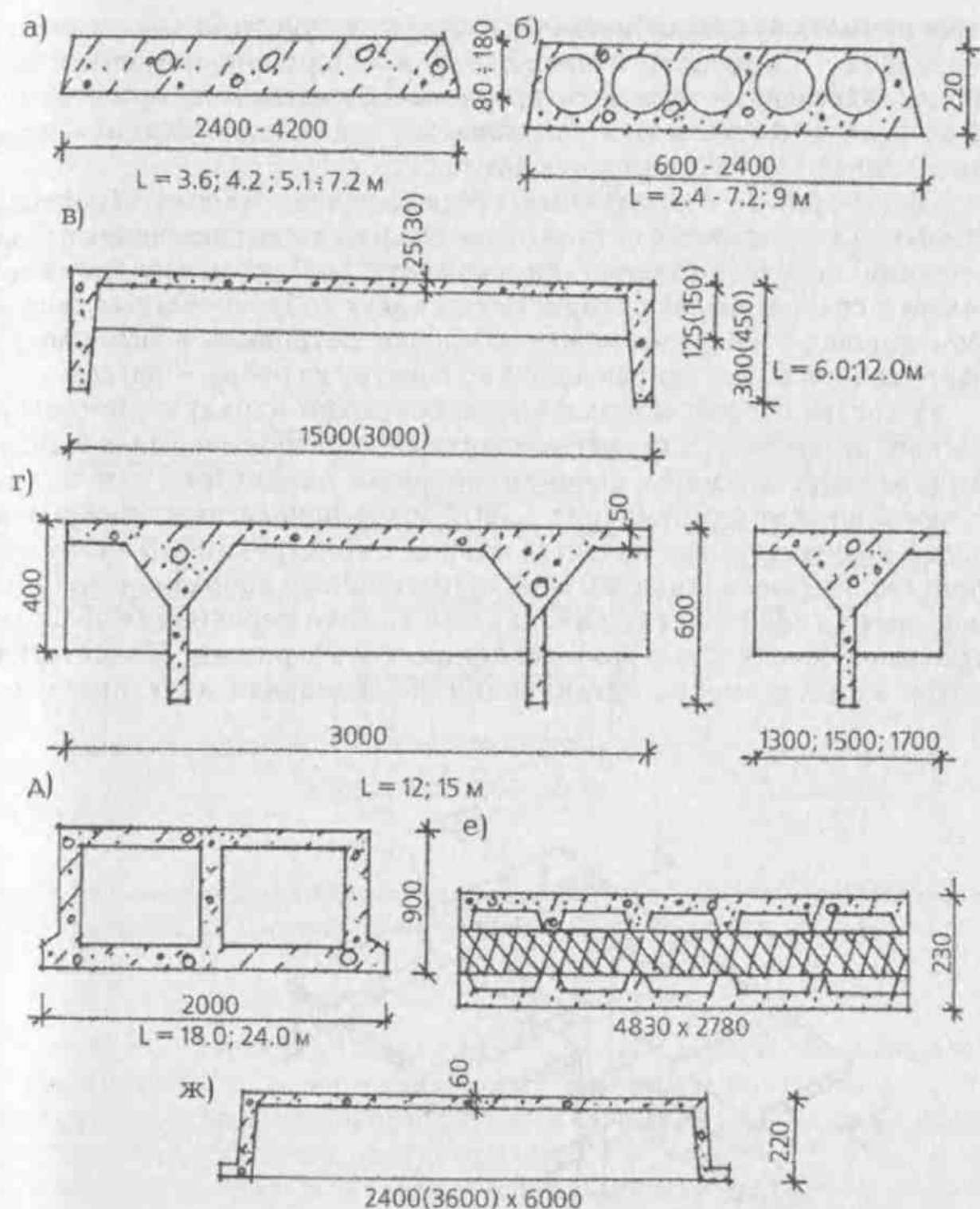


Рис. 1.37. Типы настилов и панелей сборных перекрытий: а - сплошная панель; б - многопустотная панель; в - ребристая панель; г - длиномерный настил типа «Т» и «2Т»; д - длиномерный коробчатый настил; е - часторебристая панель размером «на комнату»; ж - шатровая панель размером «на комнату»

зданиях применяют панели (настилы) с круглыми пустотами или сплошные, образующие гладкий потолок; в производственных и сельскохозяйственных зданиях — ребристые. В помещениях пролетами 12, 18 и 24 м перекрытия могут устраиваться с помощью длинномерных настилов типа "Т" и "2Т" или коробчатых.

В сборных безбалочных перекрытиях панели (настилы) самостоятельно опираются на стены, перекрывая часть помещения или все помещение целиком (панели на "комнату"). Панели на "комнату" выполняют сплошными или ребристыми из двух вибропрокатных скорлуп и эффективного утеплителя между ними, или шатровыми в виде плоской плиты толщиной 60 мм, опирающейся по контуру на ребра — ригели.

В состав сборно-монолитных перекрытий наряду с элементами заводского изготовления входит монолитный железобетон в виде вставок, увеличивающих размеры сечений сборных элементов, или в виде заполнений швов между ними (рис. 1.38). Сборно-монолитным перекрытиям присущи положительные качества сборных конструкций. В частности, устройство сборно-монолитных перекрытий целесообразно в зданиях, возводимых в сейсмических районах, так как эти перекрытия обладают повышенной жесткостью по сравнению со сборными. Недостатком является необходимость организации на площадке двух процессов

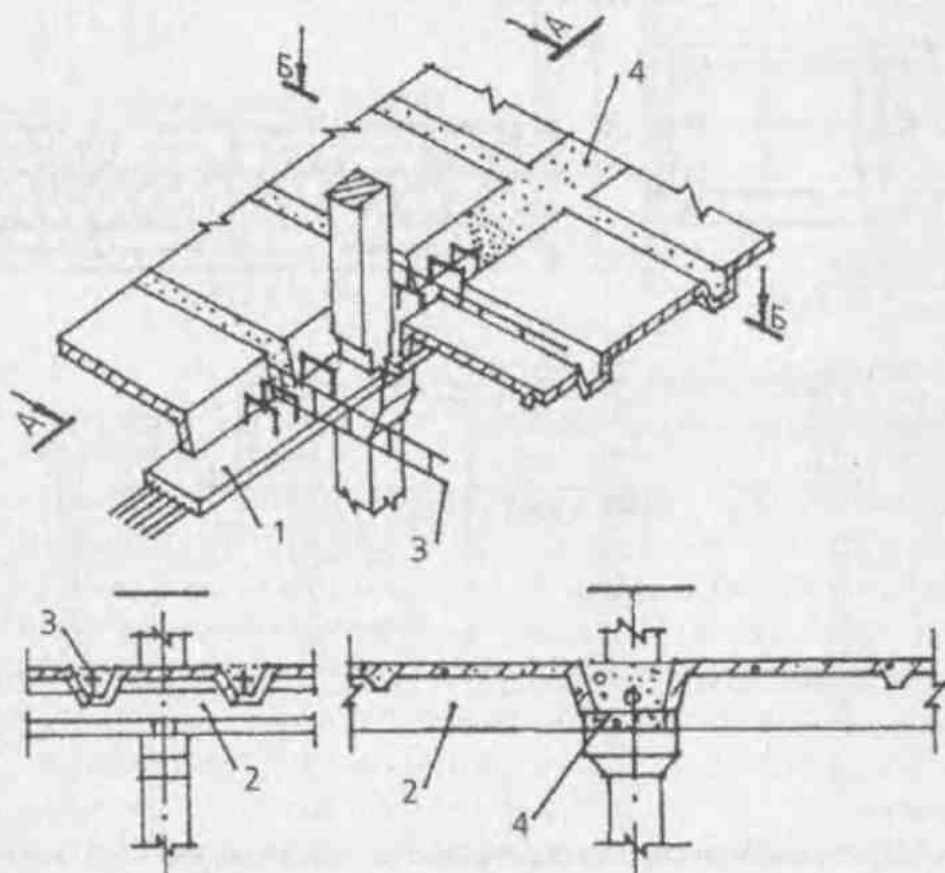


Рис. 1.38. Сборно-монолитные перекрытия: 1 - днище главной балки; 2 - предварительно напряженная панель; 3 - опорный стыковой каркас; 4 - бетон замоноличивания

производства работ: монтажа конструкций и бетонирования участков, а также несколько завышенный расход бетона и арматуры.

Монолитные перекрытия изготавливаются путем укладки бетонной смеси в опалубку — форму, соответствующую размерам и конфигурации будущего перекрытия. Их применяют в случаях, когда здания имеют сложную форму плана, при значительных динамических нагрузках на перекрытия, или когда перекрытие является основным элементом, обеспечивающим пространственную жесткость здания (рис. 1.39).

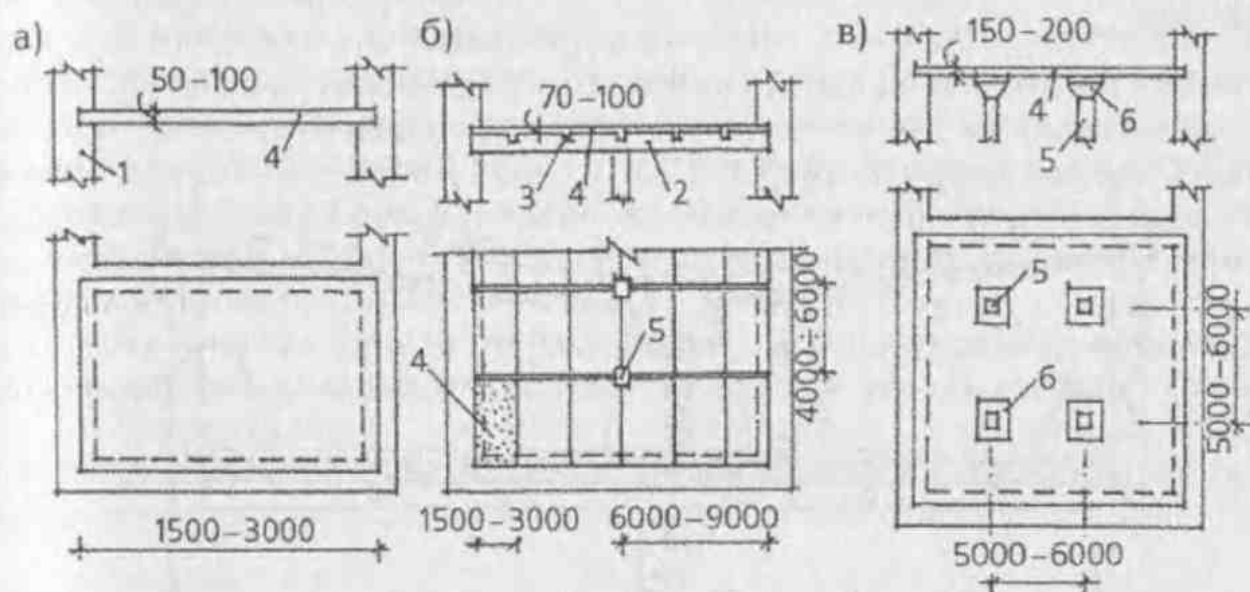


Рис. 1.39. Монолитные перекрытия: а - в виде гладкой плиты; б - балочное; в - безбалочное; 1 - стена; 2 - главная балка; 3 - второстепенная балка; 4 - плита; 5 - колонна; 6 - капитель

Простейшим типом монолитного перекрытия является гладкая плита толщиной 0,06-0,1 м опирающаяся по контуру на несущие стены. Конструкция применяется при пролетах 1,5-3 м. При больших пролетах плита приобретает значительную толщину и большую массу, что делает ее применение невыгодным. В этих случаях устраивают балочное (ребристое) монолитное перекрытие, в состав которого входят плиты толщиной 0,06-0,1 м, главные балки (ригели) пролетом 5-9 м и высотой $1/8-1/15$ пролета, опирающиеся на колонны (стены), и второстепенные балки (ребра) пролетом 4,5-7 м и высотой $1/12-1/20$ пролета, опорами для которых служат главные балки. Монолитное балочное перекрытие, устраиваемое в помещениях с квадратной сеткой колонн, называют кессонным.

Монолитное безбалочное перекрытие состоит из гладкой плиты, опирающейся через капители на колонны. Размеры капители определяются условием предотвращения среза плиты по периметру капители и архитектурными требованиями. Толщина плиты составляет $1/32-1/35$ пролета.

1.5.2. Крыши

Крыши — наружные венчающие здание несущие и ограждающие конструкции, в состав которых входят несущие элементы, паро- и теплоизоляционные слои, кровля (гидроизоляция). По структуре крыши разделяют на чердачные и бесчердачные (совмещенные). Чердачные крыши устраивают в основном в жилых домах и некоторых типах сельскохозяйственных зданий. Чердак, используемый для размещения инженерных коммуникаций или бытовых нужд, отделяет чердачное перекрытие от собственно крыши, в состав которой входят кровля (гидроизоляция) и несущие элементы, поддерживающие кровлю в заданном положении.

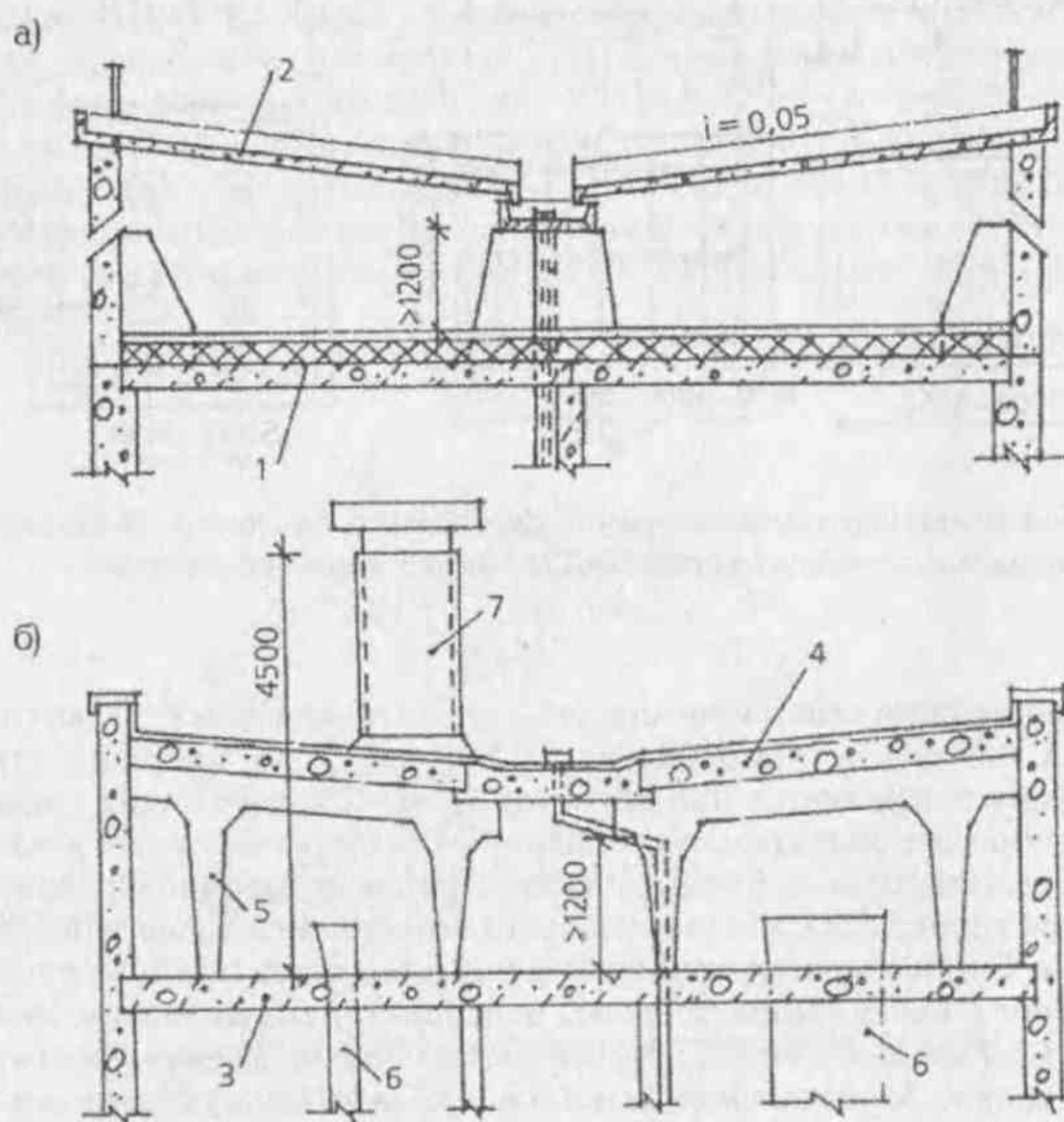


Рис. 1.40. Индустриальные типы чердачных крыш: а - с холодным чердаком; б - с теплым чердаком; 1 - утепленное чердачное перекрытие; 2 - железобетонные кровельные панели; 3 - железобетонная плита перекрытия; 4 - легковесные кровельные панели; 5 - легковесный каркас; 6 - оголовки вент. блока; 7 - вытяжная вентиляционная шахта

В качестве несущих элементов чердачных крыш зданий со степенью огнестойкости не выше III, могут использоваться стропильные конструкции в виде пространственной системы из деревянных наклонных балок, стоек и прогонов. Поверх балок крепится обрешетка из деревянных брусков или сплошной деревянный настил, которые служат основанием для кровли из рулонных материалов, асбестоцементных листов, кровельной стали и др.

Индустриальные конструкции чердачных крыш монтируются из сборных железобетонных элементов. В зависимости от места расположения теплоизоляционного слоя различают крыши с холодным и теплым чердаком (рис. 1.40).

В крышах с холодным чердаком (рис. 1.40,а) утеплитель входит в состав чердачного перекрытия. Рулонная кровля наклеивается на тонкие железобетонные скорлупы — кровельные панели, которые опираются на каркас из легкобетонных панелей с проемами для прохода по чердаку. Утепленные чердачные перекрытия обеспечивают защиту помещений верхних этажей зданий от перегрева и переохлаждения, а крыша — защиту от атмосферных осадков.

В крышах с теплым чердаком (рис. 1.40,б) утеплены кровельные панели, изготавливаемые из теплоизоляционного бетона, и стены чердака.

Бесчердачные крыши устраивают в гражданских, производственных и сельскохозяйственных зданиях. Особенностью таких крыш является совмещение всех слоев в единой конструкции (рис. 1.41).

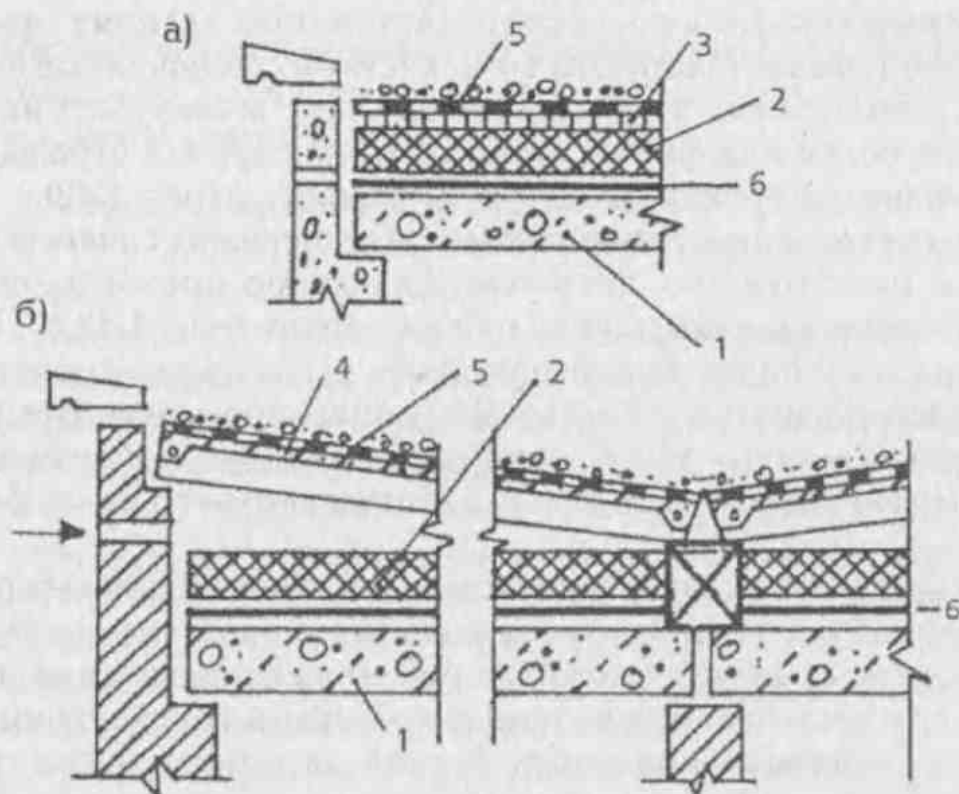


Рис. 1.41. Совмещенные покрытия гражданских зданий: а - неventилируемое; б - ventилируемое: 1 - плита перекрытия; 2 - утеплитель; 3 - стяжка; 4 - кровельная панель; 5 - гидроизоляция; 6 - пароизоляция

Поэтому бесчердачные крыши называют совмещенными покрытиями. Совмещенные покрытия могут быть неветилируемые и ветилируемые. Устройство неветилируемых покрытий допускается в районах с расчетной зимней температурой до -30°C во избежание промерзания конструкции [10].

Совмещенное неветилируемое покрытие построечного типа (рис. 1.41,а) устраивают путем последовательной укладки по железобетонному перекрытию верхнего этажа пароизоляции (1-2 слоя рубероида), утеплителя (керамзитовый гравий, минеральная вата, пенобетон и др.), выравнивающей стяжки (цементно-песчаный раствор толщиной 25-30 мм), рулонной гидроизоляции (3-4 слоя рубероида) и защитного слоя (гравий, втопленный в мастику).

Совмещенное неветилируемое покрытие полносборного типа возводится из утепленных кровельных панелей с определенным уклоном. Это однослойная конструкция. Полносборной является также двойная конструкция совмещенной крыши из несущих железобетонных панелей верхнего этажа и уложенных по ним утепляющих панелей из легкого или ячеистого бетона.

Совмещенное ветилируемое покрытие отличается от неветилируемого наличием воздушного пространства над утеплителем. Ветилиация этого пространства для удаления из утеплителя излишней влаги осуществляется воздухом, поступающим через продухи в наружных стенах (рис. 1.41,б).

В промышленных и сельскохозяйственных зданиях применяют преимущественно неветилируемые плоскостные совмещенные покрытия, несущими элементами в которых служат железобетонные или металлические балки или фермы, реже рамы или арки, а ограждающими элементами - панели из бетона или других материалов (рис. 1.42).

В том случае, когда длина панелей не совпадает с шагом несущих элементов, в конструкцию покрытия включают прогоны (стальные, железобетонные) в виде швеллеров или двутавров (рис. 1.42,б). Прогоны крепят к верхнему поясу балок или ферм с помощью коротышей из уголков, стальных пластин и болтов. В беспрогонной конструкции (рис. 1.42,а) покрытия плиты, длина которых совпадает с шагом несущих элементов, приваривают к закладным деталям верхнего пояса балок или ферм.

К традиционным конструкциям панелей относятся железобетонные ребристые длиной 6 и 12 м. Все требуемые для устройства совмещенного покрытия слои укладываются поверх панелей на строительной площадке (рис. 1.43,а). Для отапливаемых зданий разработаны конструкции панелей длиной 3 м из теплоизоляционных бетонов и комплексные, в состав которых в заводских условиях включают все слои за исключением последнего гидроизоляционного слоя (рис. 1.43,б).

Наряду с панелями в качестве несущих элементов покрытий используют длинномерные железобетонные настилы типа «2Т» размером

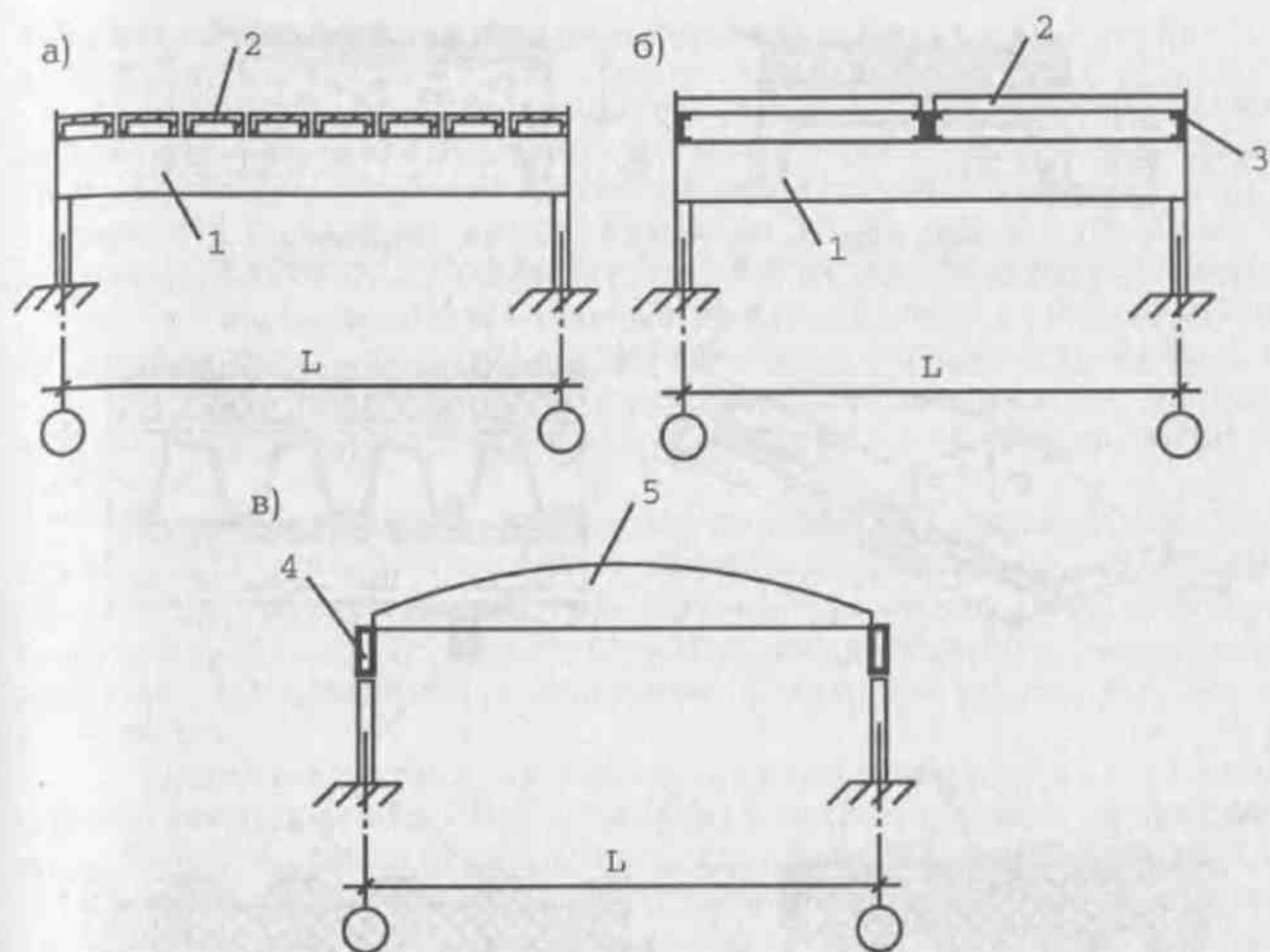


Рис. 1.42. Схемы устройства совмещенных (плоскостных) покрытий промышленных зданий: а - беспрогонная; б - прогонная; в - из длинномерных настилов; 1 - стропильная балка; 2 - панель перекрытия; 3 - прогон; 4 - ригель; 5 - длинномерный настил

3x12 (18) м, коробчатые размером 2x18 м, сводчатые типа КЖС размером 1,5 (3)x18(24) м. Настилы опирают на балки (ригели), уложенные по колоннам вдоль пролета (рис. 1.43, в).

В отапливаемых производственных зданиях широкое применение нашли легкие покрытия на основе профилированного металлического листа. Покрытия могут выполняться методом полистовой сборки из готовых панелей различной конструкции. При полистовой сборке листы длиной 3-4 м и шириной 0,6-0,9 м укладывают по прогонам, устанавливаемым в узлах ферм покрытия (рис. 1.43, г). Поверх настила наклеивают на мастике пароизоляцию, укладывают утеплитель из жестких минераловатных или пенополистирольных плит, наклеивают гидроизоляционный ковер из нескольких слоев рубероида на битумной мастике, а на него - гравийный защитный слой.

Из профилированного листа налажено производство различных видов кровельных панелей.

Монопанели представляют собой конструкцию длиной 12 м и шириной 1,5 или 3 м из профилированного стального листа с приклеенным

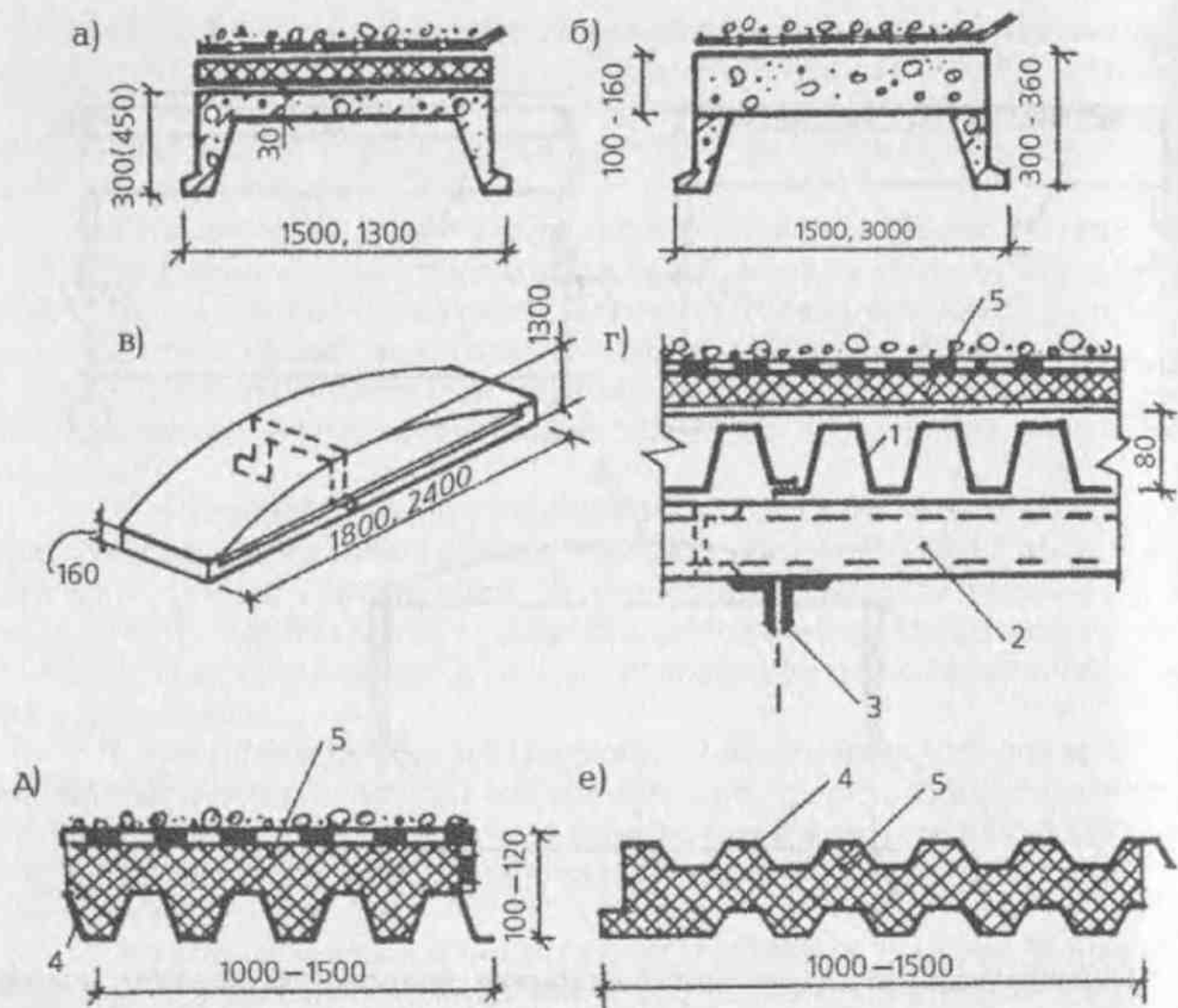


Рис. 1.43. Совмещенные покрытия по бетонным плитам (настилам) и на основе металлического профилированного листа: а - утепленное покрытие по железобетонным ребристым панелям; б - утепленное покрытие с использованием комплексных панелей; в - длинномерный настил типа КЖС; г - утепленное прогонное покрытие по стальному профилированному листу; д - монопанель; е - трехслойная панель с утеплителем из пенополиуретана; 1 - стальной профилированный настил; 2 - стальной прогон; 3 - стропильная ферма покрытия; 4 - стальной профилированный лист; 5 - утеплитель

к нему слоем пенополиуретана, по которому после монтажа и заделки стыков наклеивается гидроизоляция (рис. 1.43, д).

Разработана трехслойная конструкция панели длиной 12 м, которая состоит из наружной и внутренней листовых обшивок и утеплителя из вспененного пенополиуретана (рис. 1.43, е).

1.6. Лестницы и лестничные клетки

Лестницы - вертикальные коммуникации. Они используются в зданиях высотой в два и более этажей и предназначаются для связи между этажами, эвакуации людей и организации доступа пожарных к очагу пожара. По функциям, выполняемым во время пожара, различают лестницы, предназначенные для эвакуации людей, и пожарные лестницы [3].

Лестницы, предназначенные для эвакуации людей, в зависимости от их местоположения и наличия лестничной клетки могут быть трех типов.

Первый тип лестниц - внутренние, размещаемые в лестничных клетках, наиболее распространен и используется в зданиях различного назначения.

Второй тип лестниц - внутренние открытые (без ограждающих стен) применяется в основном в таких общественных зданиях как театры, кинотеатры, музеи, библиотеки, крупные торговые центры и т.д. Использование внутри здания открытых лестниц требует разработки решений, исключающих задымление помещения через проемы в перекрытиях.

Третий тип лестниц - наружные открытые применяется в отдельных случаях, установленных СНиП. Так, наружными открытыми лестницами могут быть соединены этажи или отдельные объемы (корпусы) зданий, возводимых в жарком климате. Эти лестницы используют также в качестве второго эвакуационного выхода в жилых секционных зданиях с одной лестничной клеткой на этаже.

Конструкции лестниц, предназначенных для эвакуации людей, должны обеспечивать удобство и безопасность движения, быть огнестойкими и индустриальными. Наиболее огнестойкими, а потому и наиболее распространенными являются железобетонные лестницы, которые могут выполняться крупно- и мелкоэлементными.

Крупноэлементные (полносборные) лестницы монтируются из четырех элементов (рис. 1.44,а): двух лестничных маршей и двух лестничных площадок на этаже, или из двух элементов (рис. 1.44,б): двух лестничных маршей с полуплощадками на этаже.

Мелкоэлементные лестницы набираются из отдельных ступеней, укладываемых поверх наклонных железобетонных или металлических балок - косоуров. Косоуры опирают на заделываемые в стены подкосоурные балки. Лестничные площадки также набирают из отдельных плит.

По стоимостным показателям и затратам труда крупноэлементные сборные железобетонные лестницы эффективнее мелкоэлементных и потому более распространены в строительстве. Монолитные железобетонные лестницы применяют главным образом в театрах, дворцах культуры, клубах и других общественных зданиях в тех случаях, когда лестнице придается нетиповое решение. Устройство таких лестниц требует

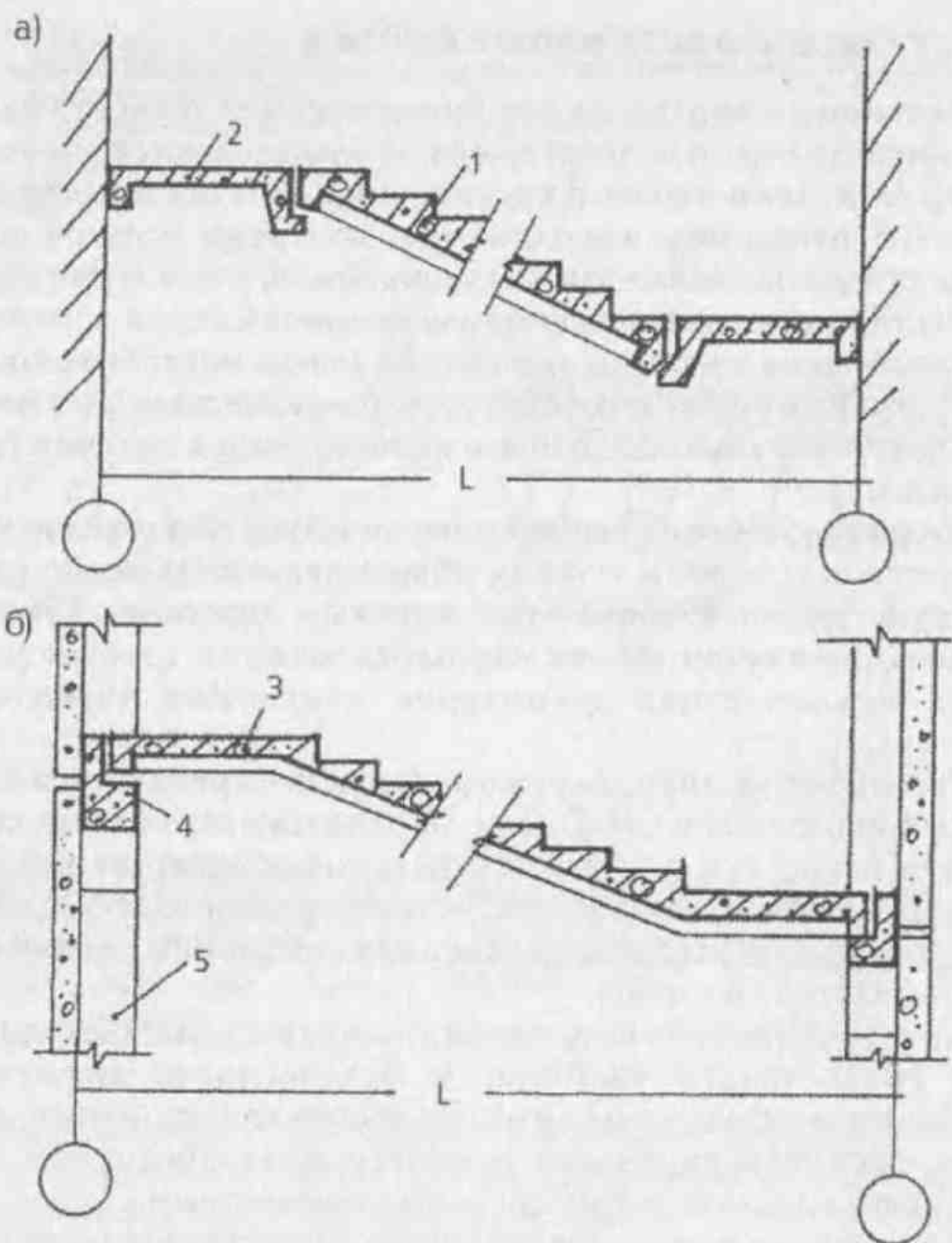


Рис. 1.44. Конструкции железобетонных лестниц: а - 4-х элементная; б - 2-х элементная; 1 - лестничный марш; 2 - лестничная площадка; 3 - лестничный марш с полуплощадками; 4 - ригель; 5 - колонна

сложной опалубки и проведения всех работ по их возведению на строительной площадке.

Важным конструктивным решением, обеспечивающим безопасность эвакуации людей, является заключение лестниц в лестничную клетку. Тип лестничной клетки зависит от этажности здания. Для эвакуации применяются обычные и незадымляемые лестничные клетки (рис. 1.45).

Обычные лестничные клетки устраиваются в зданиях высотой не более 28 м и бывают двух типов.

Тип Л1 (рис. 1.45, а) - с естественным освещением через окна в наружных стенах (в том числе открытые во внешнюю среду). Лестничные клетки через дверные проемы соединяются с поэтажными коридорами,

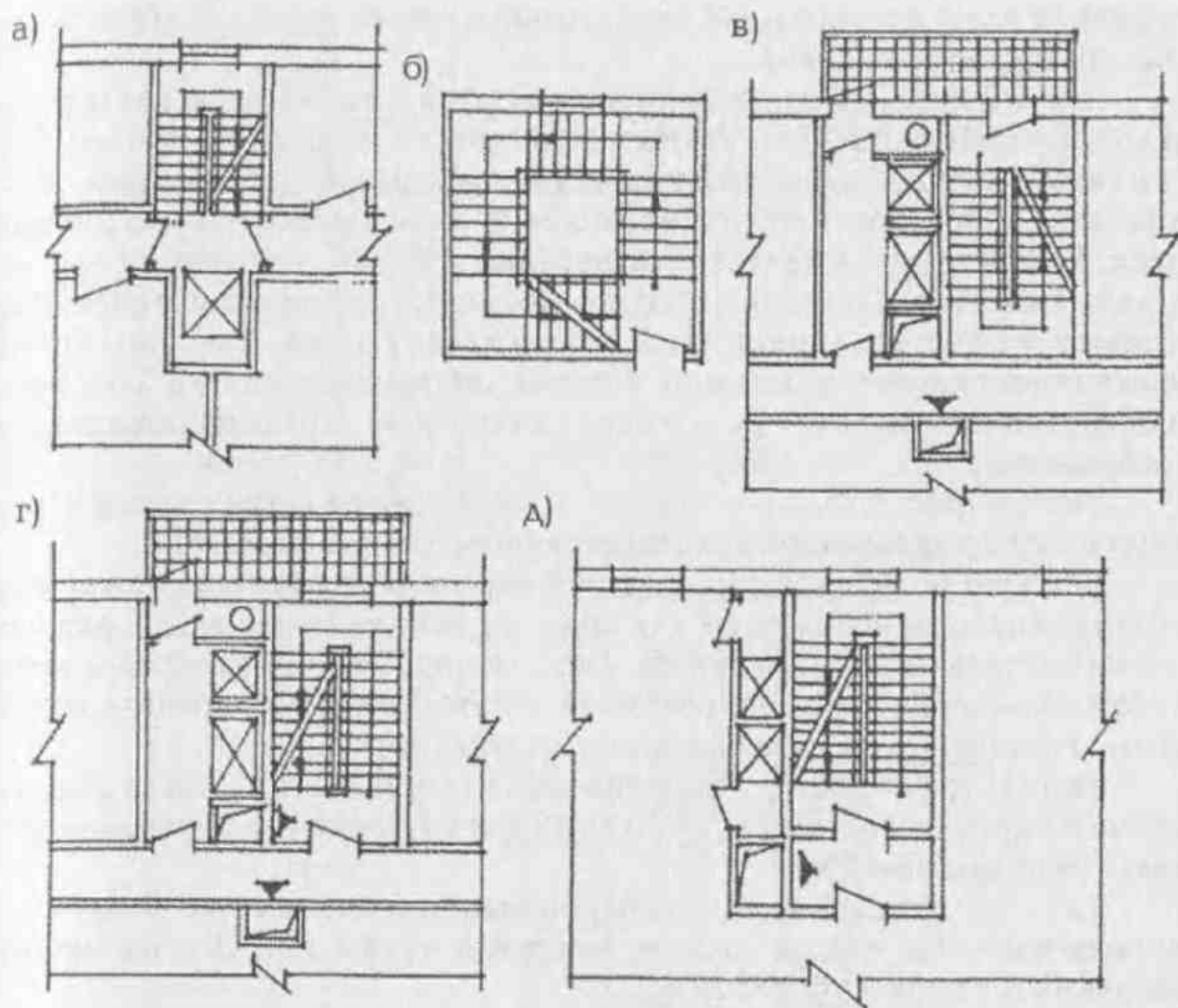


Рис. 1.45. Лестничные клетки: а - обычная лестничная клетка типа Л1; б - обычная лестничная клетка типа Л2; в - незадымляемая лестничная клетка типа Н1; г - незадымляемая лестничная клетка типа Н2; д - незадымляемая лестничная клетка типа Н3

холлами, галереями, в которые предусмотрены выходы из помещений на этажах.

Тип Л2 (рис. 1.45,б) - с естественным освещением через остекленные или открытые проемы в покрытии.

С увеличением этажности увеличивается время эвакуации и опасность задымления лестничных клеток до того, как люди покинут горящее здание. Поэтому в зданиях повышенной этажности - высотой более 28 м лестничные клетки выполняют незадымляемыми. Различают незадымляемые лестничные клетки трех типов.

Тип Н1 (рис. 1.45,в) - с входом в лестничную клетку с этажа через наружную воздушную зону по балконам, лоджиям, открытым переходам, галереям. К недостаткам планировочно-конструктивного решения можно отнести необходимость следовать через воздушную зону в холодное время года и потребность в дополнительном отоплении лестничной клетки. Кроме того подобный способ обеспечения незадымляемости требует примыкания

лестничной клетки к наружной стене здания, что не всегда соответствует замыслам проектировщиков.

Тип Н2 (рис. 1.45,г) - с подпором воздуха в лестничную клетку при пожаре. Во избежание отмеченных недостатков и организации входа в лестничную клетку из поэтажных коридоров или холлов разработано техническое решение, обеспечивающее незадымляемость лестничной клетки. Решение заключается в нагнетании в объем лестничной клетки воздуха. Избыточное давление, создаваемое вентиляционными агрегатами, препятствует поступлению в лестничную клетку дыма. Для повышения эффективности противодымной защиты лестничные клетки 2-го типа разделяются по высоте на отсеки сплошными противопожарными перегородками.

Тип Н3 (рис. 1.45,д) - со входом в лестничную клетку с этажа через тамбур-шлюз с подпором воздуха (постоянным или при пожаре).

Важную роль в организации тушения пожара играют пожарные лестницы, которые используют для подъема бойцов на кровлю горящего здания и выступающие части крыши. Тип пожарной лестницы определяется высотой подъема на кровлю и разницей отметок в местах перепада высот кровель. Различают два типа пожарных лестниц (рис. 1.46).

Тип П1 (рис. 1.46,а) - вертикальные применяются, когда высота подъема на кровлю составляет от 10 до 20 м и в местах, где перепад высот кровель не превышает 20 м.

Тип П2 (рис. 1.46,б) - маршевые с уклоном не более 6:1 применяются, когда высота подъема на кровлю превышает 20 м и в местах перепада высот кровель более 20 м.

Пожарные лестницы размещаются на глухих участках стен, начинаются с высоты 2,5 м от поверхности земли и выполняются из стальных прокатных профилей. Конструкции пожарных лестниц первого типа состоят из вертикальных тетив, ступеней и площадки перед выходом на кровлю.

Тетивы выполняют из уголков, швеллеров, труб и крепят к стене здания с помощью уголков. Ступени и площадки выполняют из арматурных прутьев диаметром 19-20 мм, приваренных к тетивам. Начиная с высоты 10 м, лестницы должны иметь через каждые 0,7 м дуги с радиусом закругления 0,35 м с центром, отнесенным от лестницы на 0,45 м. Площадка перед выходом на кровлю должна иметь ограждение высотой не менее 0,6 м.

Конструкции пожарных лестниц типа П2 состоят из маршей, опирающихся на площадки, которые располагают не реже, чем через 8,0 м. Тетивы и ступени лестничных маршей, лестничные площадки имеют то же конструктивное решение, что и в лестницах типа П1.

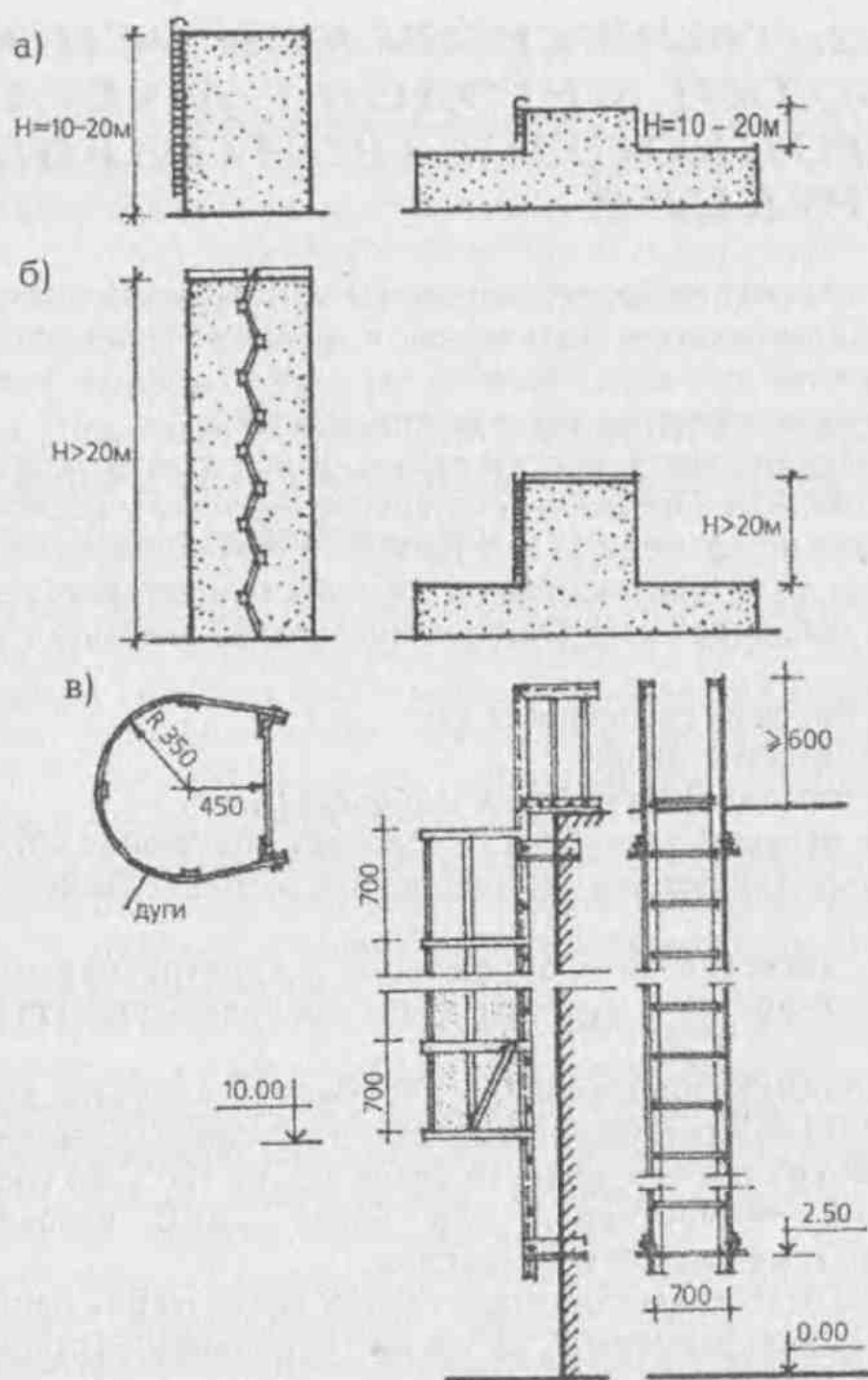


Рис. 1.46. Пожарные лестницы: а - пожарная лестница типа П1; б - пожарная лестница типа П2; в - конструктивное исполнение пожарной лестницы типа П1

Раздел 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАЗРАБОТКИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОГНЕСТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Под огнестойкостью строительных конструкций понимается их способность сопротивляться воздействию пожара в течение определенного времени, сохраняя при этом обычные эксплуатационные функции, т.е. сохранять несущую или ограждающую способность.

Показателем огнестойкости строительных конструкций является предел огнестойкости. Предел огнестойкости строительных конструкций устанавливается по времени (в минутах) от начала огневого испытания (начала пожара) до наступления одного или последовательно нескольких, нормируемых для данной конструкции, признаков предельных состояний [3]:

потери несущей способности (R);

потери целостности (E);

потери теплоизолирующей способности (I).

Потеря несущей способности означает обрушение конструкции, разрушение узлов крепления конструкции или возникновение предельных деформаций.

Потеря целостности — образование в конструкции трещин или сквозных отверстий, через которые могут проникать продукты горения или пламя.

Потеря теплоизолирующей способности означает повышение температуры на необогреваемой поверхности в среднем более чем на 140°C или в любой точке этой поверхности более чем на 180°C по сравнению с первоначальной температурой или более 220°C независимо от первоначальной температуры конструкции.

Пределы огнестойкости строительных конструкций определяются экспериментальным (опытным) путем на специальных установках или расчетом для предельных состояний (R) и (I).

Требования безопасности считаются выполненными, если

$$P_{\phi} \geq P_{tr},$$

где P_{ϕ} — предел огнестойкости конструкции, называемый фактическим;

P_{tr} — предел огнестойкости, устанавливаемый условиями безопасности или нормами, называемый требуемым.

Под огнестойкостью здания понимается его способность сопротивляться разрушениям в условиях пожара. Классификация зданий по степени огнестойкости приведена в табл. 4 [3]. Каждой степени

огнестойкости соответствует набор конструкций, имеющих предел огнестойкости не менее указанного в табл. 4 [3].

Различают фактическую степень огнестойкости (O_f) и требуемую ($O_{тр}$). Фактическая степень огнестойкости здания определяется по наименьшим показателям огнестойкости строительной конструкции. Требуемая степень огнестойкости зданий нормируется. Условия безопасности удовлетворяются при соответствии фактической степени огнестойкости требуемой.

2.1. Факторы, определяющие поведение строительных конструкций в условиях пожара, и исходные данные для расчета их огнестойкости

К таким факторам относятся: степень нагружения конструкций и их элементов; вид и количество пожарной нагрузки, определяющей температурный режим, а также теплоту пожара; тепловая нагрузка на конструкцию; теплофизические и физико-механические характеристики материалов, из которых выполнены строительные конструкции; условия нагрева и способы сочленения конструкций.

Согласно [11] фактические пределы огнестойкости строительных конструкций определяются при действии нормативных нагрузок. Величины нормативных нагрузок устанавливаются в зависимости от назначения конструкций и условий их эксплуатации.

Различают нагрузки: постоянные и временные. Временные нагрузки подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

Постоянными называются такие нагрузки, которые действуют на строительную конструкцию постоянно. К таким нагрузкам относятся: собственная масса конструкций, давление грунта, воздействие предварительного напряжения конструкций и т.д.

Длительными называются такие нагрузки, которые воздействуют на конструкцию продолжительное время: масса технологического оборудования, давление жидкостей и газов в резервуарах и трубопроводах, масса складываемых грузов и т.д.

Кратковременными называют нагрузки, действующие непродолжительное время: масса людей; подвижное подъемно-транспортное оборудование; снег, ветер (при пожаре не учитывается); масса материалов, используемых при монтажных, ремонтных и реконструкционных работах, и т.д.

Особые нагрузки - это нагрузки, которые могут появиться в исключительных случаях: при сейсмическом и взрывном воздействии; аварийные нарушения технологического процесса; резкие просадки грунтов.

Необходимо отметить, что нагрузка от веса людей, снега и подъемно-транспортного оборудования в соответствии с требованиями, указанными в [11], относятся как к длительным, так и к кратковременным

нагрузкам. Учет этих нагрузок в качестве длительных и кратковременных дан в [11].

Нормативный уровень нагрузки является завышенным для случая пожара [12], а классификация этих нагрузок, используемая в СНиП [11], позволяет отнести случай пожара к особым воздействиям. В соответствии с этим, для оценки огнестойкости строительных конструкций используются постоянные и длительно действующие нагрузки. ГОСТ [13] допускает также определять нагрузку на основании подробного анализа условий, возникающих во время пожара.

Предел огнестойкости строительных конструкций снижается с увеличением действующих на них нагрузок и увеличивается при их уменьшении.

В зависимости от вида конструкции, условий ее сочленения с другими строительными конструкциями, схемы загрузки и невыгодного сочетания действующих нормативных нагрузок, в сечениях элементов конструкции и их узлах сочленения определяют максимальные значения изгибающих моментов M_n и усилий N_n . Расчет внутренних силовых факторов (M_n, N_n), выполняемый по правилам сопротивления материалов и строительной механики, называется статическим расчетом конструкции.

Пожарная нагрузка - это количество теплоты, МДж, выделяющейся при полном сгорании всех горючих и трудногорючих веществ и материалов (в том числе, входящие в состав строительных конструкций), находящихся в помещении или, которые могут поступать в него.

Для определения пожарной нагрузки в здании создается специальная комиссия, которая разрабатывает карту пожарной нагрузки. В эту комиссию входят специалисты по технике безопасности, технологии производства, а также представитель органов Государственной противопожарной службы.

Пожарная нагрузка определяется на основе: проектно-конструкторской документации; технологических карт; натурного обследования помещений эксплуатируемых зданий; данных по пожароопасным свойствам веществ и материалов, представленных в справочной литературе, специализированных банках данных, а также результатов лабораторных и натурных испытаний.

В карте пожарной нагрузки должно быть указано: наименование, назначение и принадлежность здания; состав комиссии; перечень помещений и (или) пожароопасного участка с указанием размещения горючих и трудногорючих веществ и материалов; спецификация горючих и трудногорючих веществ и материалов в каждом помещении.

Карта пожарной нагрузки утверждается: на стадии проектирования здания - руководителем проекта, а для эксплуатируемого здания - руководителем организации или предприятия.

Для оценки пожарной нагрузки в здании, по результатам которой составляется карта пожарной нагрузки, необходимо составить перечень

всех помещений, расположенных в здании, и описание пожарной нагрузки в каждом из помещений.

Описание пожарной нагрузки включает в себя: определение количества, вида, расположения и степени участия в возможном пожаре горючих и трудногорючих веществ и материалов; эскиз помещения в плане с указанием расположения проемов, а также размеров помещения и проемов; перечень горючих и трудногорючих веществ и материалов, представляющих постоянную и временную пожарные нагрузки рассматриваемого помещения, с указанием их пожароопасных свойств, способствующих возникновению, развитию и распространению возможного пожара; расположение на эскизе помещения пожарной нагрузки с указанием размеров площади и высоты объема, занимаемых горючими веществами и материалами.

Далее выполняют расчет пожарной нагрузки в рассматриваемом (i -том) помещении.

Пожарная нагрузка в i -том помещении здания определяется по следующей формуле

$$Q_i = Q_{Pi} + Q_{Vi}, \quad (2.1)$$

где Q_{Pi} - постоянная пожарная нагрузка; Q_{Vi} - временная пожарная нагрузка.

Постоянная пожарная нагрузка является частью пожарной нагрузки, создаваемой горючими и трудногорючими веществами и материалами, входящими в состав строительных конструкций, узлов крепления и сопряжений, а также отделочных и облицовочных материалов.

Временная пожарная нагрузка является частью пожарной нагрузки, создаваемой горючими и трудногорючими веществами и материалами, входящими в состав сырья, оборудования, мебели, изделий, и т.п., находящихся в помещении, или, которые могут поступать в него.

Часть пожарной нагрузки, обусловленная горючими и трудногорючими веществами и материалами, расположенными на данном пожароопасном участке, называется локальной пожарной нагрузкой. Расчетной пожарной нагрузкой называется часть пожарной нагрузки, обусловленной горючими и трудногорючими веществами и материалами, сгоревшими в условиях пожара.

Значения постоянной и временной нагрузок определяются по формуле

$$Q_{Pi}(Q_{Vi}) = \sum_{i=1}^n H_i M_i, \quad (2.2)$$

где H_i - низшая теплота сгорания i -того вещества или материала, определяющая постоянную или временную пожарные нагрузки, МДж/кг; M_i - масса i -того вещества или материала, создающая постоянную или

временную пожарные нагрузки, кг; n - число горючих веществ или материалов в i -том помещении, составляющих постоянную или временную пожарные нагрузки.

Пожарная нагрузка, отнесенная к площади тепловоспринимающей поверхности ограждающих конструкций, называется плотностью пожарной нагрузки i -того помещения

$$Q_{\text{по}i} = \frac{Q_i}{F_i}, \quad (2.3)$$

где F_i - площадь тепловоспринимающей поверхности ограждающих конструкций i -того помещения, м^2 .

Пожарная нагрузка, отнесенная к площади ее размещения, называется удельной пожарной нагрузкой i -того помещения

$$Q_{\text{yi}} = \frac{Q_i}{S_i}, \quad (2.4)$$

где S_i - площадь, занятая горючими и трудногорючими веществами, определяющими пожарную нагрузку i -го помещения, м^2 .

Пожарная нагрузка, отнесенная к единице площади пола i -того помещения, называется средней удельной пожарной нагрузкой

$$Q_{\text{ср}i} = \frac{Q_i}{A_i}, \quad (2.5)$$

где A_i - площадь пола i -того помещения, м^2 .

Для определения расчетной пожарной нагрузки разрабатывается сценарий развития возможного пожара. При этом необходимо учесть: развитие площади горения в зависимости от места возникновения загорания, а также вида и места расположения горючих и трудногорючих веществ и материалов; их скорость и полноту сгорания в зависимости от условий естественной или вынужденной вентиляции; воздействие на динамику пожара систем пожаротушения. Расчетная пожарная нагрузка определяется на основе критериев пожарной безопасности, установленных [14], для наиболее неблагоприятного с точки зрения этих критериев сценария развития пожара.

Поведение строительных конструкций при пожаре определяется также температурным режимом пожара и его продолжительностью.

Количественные значения температуры в объеме помещения, а также продолжительность пожара зависят от таких факторов, как: вид и количество сгораемых веществ, т.е. пожарной нагрузки; размещения пожарной нагрузки в помещении; размеров и конфигурации помещения; размеров проемов в ограждающих конструкциях и т.д. Это означает, что при одной и той же пожарной нагрузке возможны различные варианты

развития пожара и каждому варианту будет соответствовать своя температурно-временная зависимость. В частности, для одного и того же помещения при одинаковой пожарной нагрузке температурный режим пожара и продолжительность (τ_1, τ_2) зависят от количества проемов в ограждающих конструкциях.

В случае большого количества проемов температура в помещении достигает своей максимальной величины $t_{1\max}$ в течение короткого промежутка времени $\tau_{1\max}$ (стадия развития пожара). При этом снижение температуры на стадии затухания τ_{13} происходит также с большой скоростью. Продолжительность таких пожаров τ_1 - небольшая. Малое количество проемов в ограждающих конструкциях способствует увеличению времени развития $\tau_{2\max}$ и затухания пожара τ_{23} , а значение максимальной температуры $t_{2\max}$ ниже, чем в первом случае (рис. 2.1)

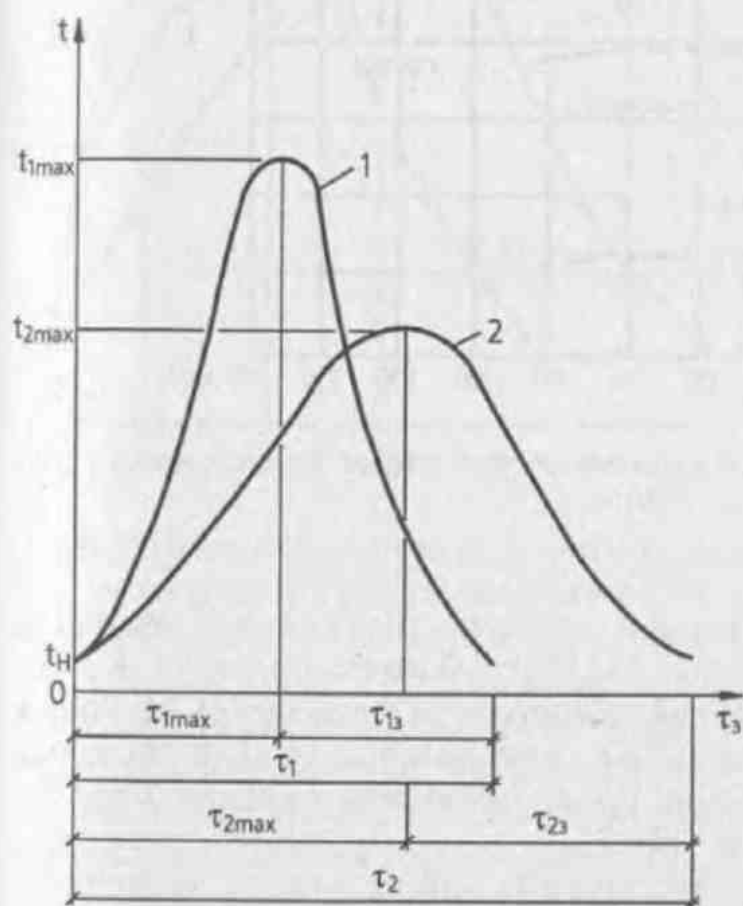


Рис. 2.1. Температурные режимы пожара в помещении:
1 - с большой проемностью в ограждающих конструкциях; 2 - с малой проемностью в ограждающих конструкциях

Кривые развития среднеобъемной температуры в помещении, где произошел пожар, в зависимости от вида и количества пожарной нагрузки, показаны на рис. 2.2 [15].

Вид и количество пожарной нагрузки, определяющие максимальную температуру в помещении и продолжительность пожара, зависят от назначения здания [15].

При пожарах в жилых и административных зданиях отмечалась температура 1000-1100°C, а продолжительность пожара - 1-2 часа. При

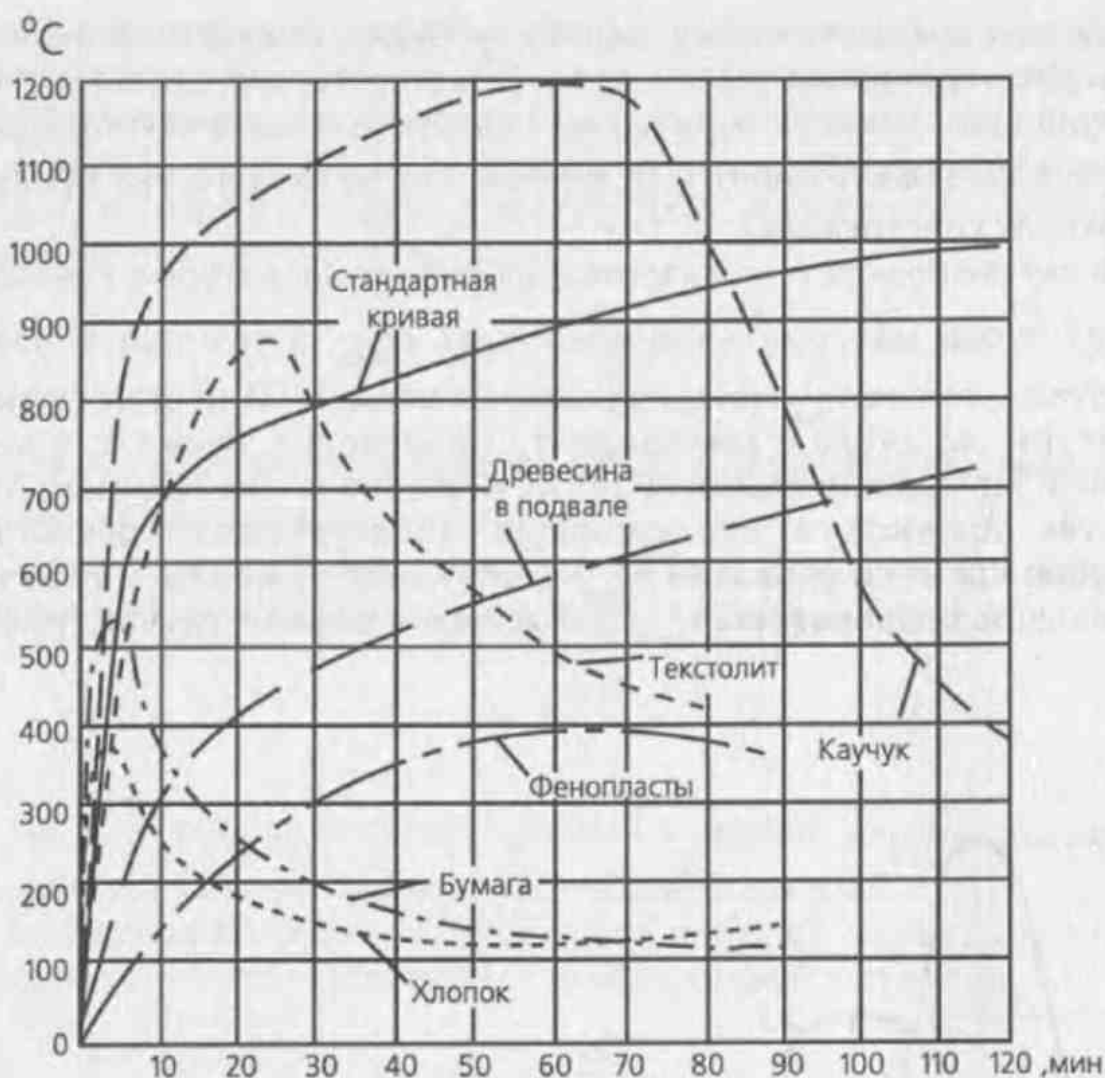


Рис. 2.2. Кривые изменения среднеобъемной температуры при пожаре в зависимости от вида горючей нагрузки

пожарах в крупных универмагах и в зданиях театров наблюдалась температура 1100-1200°C, при этом продолжительность пожаров, в ряде случаев, превышала 2-3 часа. Высокая температура отмечалась во время пожаров в складских помещениях. Так, при пожаре склада горючих жидкостей и смазочных материалов, продолжавшемся свыше 2 часов, температура в помещении достигала 1300°C.

Степень повреждения конструкций в условиях пожара зависит не только от температуры пожара, но и от времени его развития и затухания. В случае малого промежутка времени в пределах стадии развития пожара строительные конструкции не всегда успевают прогреться до значения критических температур, при достижении которых они перестают удовлетворять требованиям противопожарных норм. Увеличение этого времени может способствовать достижению конструкцией своего предела огнестойкости. Необходимо отметить, что «отказ» железобетонных конструкций, находящихся в условиях пожара, может произойти не только на стадии его развития, но и на стадии затухания. Поэтому время, в течении

которого происходит затухание пожара, также влияет на поведение строительных конструкций.

В настоящее время наблюдается тенденция оценивать огнестойкость строительных конструкций при действии реального температурного режима пожара, т.к. этот режим может значительно отличаться от стандартного. На рис. 2.3 показаны кривые прогрева конструкции при

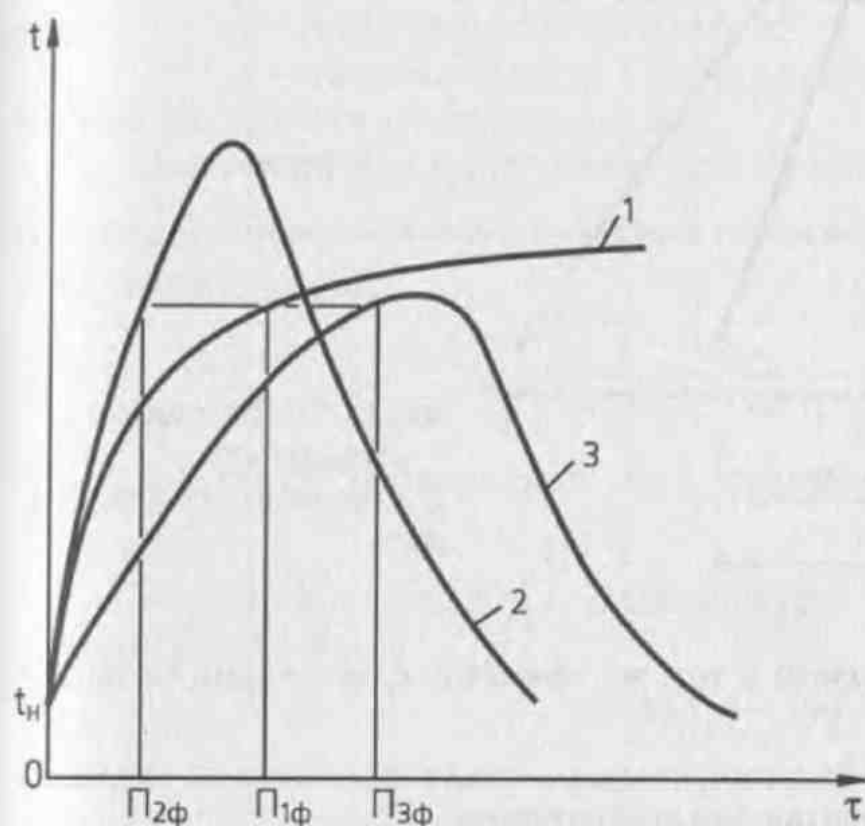


Рис. 2.3. Кривые прогрева конструкций при:
1 - «стандартном» пожаре;
2, 3 - реальных пожарах

реальном температурном режиме пожара, которые в пределах стадии развития пожара могут располагаться выше или ниже кривой прогрева конструкции при стандартном режиме. В первом случае (кривая 2) предел огнестойкости конструкции при реальном режиме пожара меньше чем при стандартном (кривая 1), а значит и требование пожарной безопасности не будет выполнено. Во втором случае (кривая 3) условие пожарной безопасности выполняется, но при этом не всегда могут удовлетворяться требования экономического характера.

В соответствии с [16] для расчетной оценки огнестойкости строительных конструкций предлагается использовать температурный режим пожара, стадия развития которого описывается логарифмическим законом, отличающимся от стандартной температурно-временной зависимости. Это отличие учитывается коэффициентом температурного режима пожара ψ , а сам пожар - отличным от «стандартного».

В соответствии с рис. 2.4 значение коэффициента ψ равно отношению температур $t_{в\psi}/t_{в}$, где значения температур $t_{в\psi}$ и

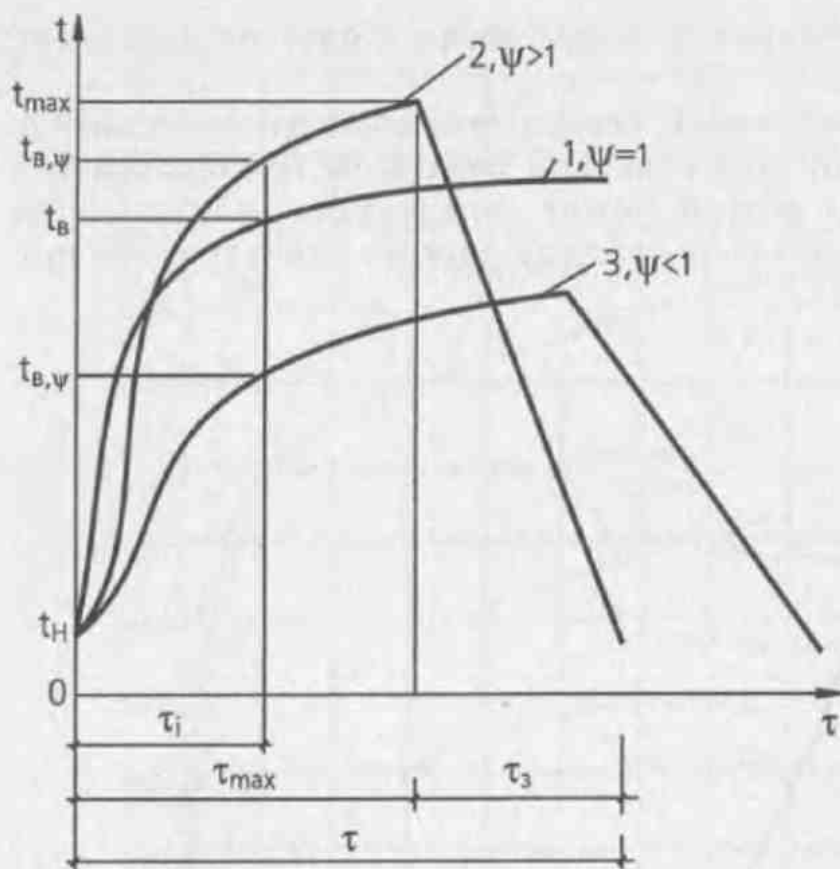


Рис. 2.4. Режимы пожара:
1 - «стандартный»;
2, 3 - отличные от «стандартного»

t_b рассматриваются при одном и том же времени τ_i на стадии развития пожара.

Изменение среднеобъемной температуры нагревающей среды на стадии развития пожара описывается выражением

$$t_{b\psi} = \psi 345 \lg(8\tau + 1) + t_n, \quad (2.6)$$

где τ - время действия пожара по «стандартному» режиму, мин;

t_n - начальная температура, равная 20°C .

В формуле (2.6) коэффициент ψ вычисляется по формуле

$$\psi = 1,37 - \frac{150K_{\Pi} - 0,65}{K_{\Pi}^2 10^4}, \quad (2.7)$$

где K_{Π} - коэффициент, учитывающий фактор проемности, $\text{м}^{0.5}$.

Значение коэффициента ψ может быть больше или меньше единицы (при $\psi = 1$ значение - $t_{b\psi} = t_b$, что соответствует «стандартному» режиму пожара).

Значение коэффициента проемности выражается следующей формулой

$$K_{\Pi} = \frac{A_{\Pi} \sqrt{H}}{A}, \quad (2.8)$$

где A_{Π} - площадь вертикальных проемов, м^2 ;

H - средняя высота проемов, м ;

A - полная площадь всех горизонтальных и вертикальных ограждающих конструкций помещения, м^2 .

Для режимов пожаров, отличных от «стандартного» (рис. 2.4), время достижения максимального значения температуры $t_{\max}$ вычисляется по следующей формуле

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{CY}}{8318K_{\Pi} - 4021K_{\Pi}^2}. \quad (2.9)$$

Значение температуры $t_{\max}$ определяется по формуле (2.6)

при $\tau = \tau_{\max}$.

Скорость снижения температуры на стадии затухания пожара, $^{\circ}\text{C}/\text{мин}$, равна

$$V_3 = \frac{98000K_{\Pi} - 1500}{Q_{CY}}. \quad (2.10)$$

В формулах (2.9, 2.10) величина пожарной нагрузки Q_{CY} и значение коэффициента K_{Π} определяются соответственно по формулам (2.5) и (2.8).
Время, в течении которого наблюдается затухание пожара (рис. 2.4)

$$\tau_3 = \frac{t_{\max} - t_n}{V_3}. \quad (2.11)$$

Время действия пожара - $\tau_{\Pi} = \tau_p + \tau_3$, где τ_p и τ_3 - время развития и затухания пожара.

Необходимо отметить, что в настоящее время существуют и другие методы как приближенной оценки режима пожара, так и методики, моделирующие поведение газовой среды при пожаре в помещении [17, 18].

Эти методы позволяют более точно учитывать влияние проемности, количества и вида пожарной нагрузки, размеров помещения и других факторов на температурный режим пожара.

К таким методам, в частности, относится использование интегральной модели поведения газовой среды в помещении, т.е.

определение среднеобъемной температуры в зависимости от вышеперечисленных факторов.

Кроме этого, используется зонный подход в моделировании поведения газовых сред при пожаре. Суть этого метода заключается в выделении характерных зон в объеме помещения (конвективная колонна над очагом горения, припотолочный слой раскаленных газов и относительно холодный нижний слой газов), а также разбиение этих зон на более мелкие зоны. При этом определяется изменение среднеобъемной температуры в каждой из выделенных зон. Зонное моделирование дает возможность рассчитывать несущую способность строительных конструкций и их огнестойкость не от действия среднеобъемной температуры в помещении, а в зависимости от среднеобъемной температуры рассматриваемых зон.

Например, в Пособии к СНиП 21-01-97 "Пожарная безопасность зданий и сооружений" Предотвращение распространения пожара" /ЦНИИпромзданий.-М.:ГУП ЦПП, 1998/ расчет пожарной нагрузки, оценка количественных показателей, характеризующих длительность и интенсивность воздействия пожара, производится следующим образом.

Воздействие пожара на строительные конструкции определяется видом пожара, его температурным режимом и продолжительностью.

В рекомендациях "Методы расчета температурного режима пожара в помещениях зданий различного назначения (авторы: Молчадский И.С., Гутков В.Н., Зотов С.В. и др.) в зависимости от величины пожарной нагрузки, ее размещения по площади и параметров помещения определяется вид пожара:

- локальный;
- объемный, регулируемый пожарной нагрузкой (ПРН);
- объемный, регулируемый вентиляцией (ПРВ).

Локальный пожар возможен при следующих условиях:

- площадь участка, на котором размещена пожарная нагрузка, не

превышает значений $S_{\text{доп.}}$, приведенных в табл.2.1.

Таблица 2.1.

Объем помещения, м^3	Предельные размеры площади участка при локальном пожаре, $S_{\text{доп.}}$, м^2	
	при твердых горючих и трудногорючих веществах и материалах	при легковоспламеняющихся и горючих жидкостях
до 10^3	20	100
от 10^3 до 2×10^3	30	200
от 2×10^3 до 3×10^3	55	300
от 3×10^3 до $5,5 \times 10^3$	100	300
от $5,5 \times 10^3$ до $7,5 \times 10^3$	150	700
от $7,5 \times 10^3$ до 10^4	200	900
от 10^4 до 2×10^4	300	1300
более 2×10^4	400	2000

- расстояние между границами участков ℓ не превышает значений, рассчитанных по формулам:

$$\text{при } H > 3d \quad \ell = 4d; \quad (2.12)$$

$$\text{при } H < 3d \quad \ell = 7d - H, \quad (2.13)$$

где H — высота помещения, м;

d — диаметр круглого участка или большая сторона прямоугольного участка размещения пожарной нагрузки, м.

Вид объемного пожара определяется из соотношения

$P_k < P_{к.кр}$ — пожар, регулируемый нагрузкой (ПРН);

$P_k > P_{к.кр}$ — пожар, регулируемый вентиляцией (ПРВ),

где P_k — пожарная нагрузка, приведенная к древесине на 1 м² ограждающих конструкций помещения, кг/м²;

$P_{к.кр}$ — критическая пожарная нагрузка, принимаемая 8 кг на 1 м² площади ограждающих тепловоспринимающих конструкций.

При этом пожарная нагрузка рассчитывается:

в кг на 1 м² площади пола, части его при неравномерном распределении пожарной нагрузки или площади тепловоспринимающих ограждающих конструкций

$$P = \sum_{i=1}^j \frac{M_i}{S}, \quad (2.14)$$

где P — пожарная нагрузка, кг/м²;

M_i — масса i -го вещества или материала, кг;

S — площадь пола помещения, части пола или площадь тепловоспринимающих ограждающих конструкций, м²;

j — число видов веществ и материалов, составляющих пожарную нагрузку;

в МДж на 1 м²

$$P = \sum_{i=1}^j \frac{M_i Q_i^P}{S}, \quad (2.15)$$

где P — пожарная нагрузка, МДж/м²;

Q_i^P — количество теплоты, выделяемой 1 кг i -го вещества или материала при сгорании (низшая теплота сгорания), МДж/кг.

При расчете пожарной нагрузки на 1 м² площади тепловоспринимающих ограждающих конструкций их площадь определяется по формуле

$$S = S_{\text{нов}} - \sum A_i, \quad (2.16)$$

где $S_{\text{нов}}$ — площадь ограждающих конструкций помещения, м²;

A_i — площадь i -го проема в ограждающих конструкциях, м².

Значение пожарной нагрузки определяется по формуле

$$P_k = \sum P_i \frac{Q_{Hi}^P}{Q_{Hдр}^P}, \quad (2.17)$$

где Q_{Hi}^P — низшая теплота сгорания вещества или материала, МДж/кг;

$Q_{Hдр}^P$ — низшая теплота сгорания древесины, МДж/кг.

Возможность разрушения несущих конструкций, а также конструкций покрытия или перекрытия в зоне локального пожара определяется на основе сравнения эквивалентной продолжительности $\tau_{\text{экв}}$ пожара с пределом огнестойкости конструкции $P_{\text{о.к.}}$:

$\tau_{\text{экв}} < P_{\text{о.к.}}$ — конструкция не теряет несущей способности;

$\tau_{\text{экв}} > P_{\text{о.к.}}$ эквивалентная продолжительность $\tau_{\text{экв}}$ характеризует продолжительность стандартного пожара, последствия от воздействия которого эквивалентны воздействию реального пожара на строительную конструкцию.

Эквивалентная продолжительность локального пожара определяется по графикам (рис. 2.5, 2.6, 2.7) в зависимости от продолжительности локального пожара, которая рассчитывается по формуле

$$\tau = \frac{P}{R}, \quad (2.18)$$

где R — средняя скорость выгорания пожарной нагрузки, кг/м²с;

P — пожарная нагрузка на 1 м² участка размещения пожарной нагрузки.

Продолжительность τ и максимальная среднеобъемная температура T_{max} объемного пожара, регулируемого нагрузкой (рис. 2.8), определяется по формулам:

$$\tau = 32 - 8,1 P_k^{3,2} e^{0,92 P_k}; \quad (2.19)$$

$$T_{\text{max}} - T_o = 224 P_k^{0,528}, \quad (2.20)$$

где T_o — начальная среднеобъемная температура, °С.

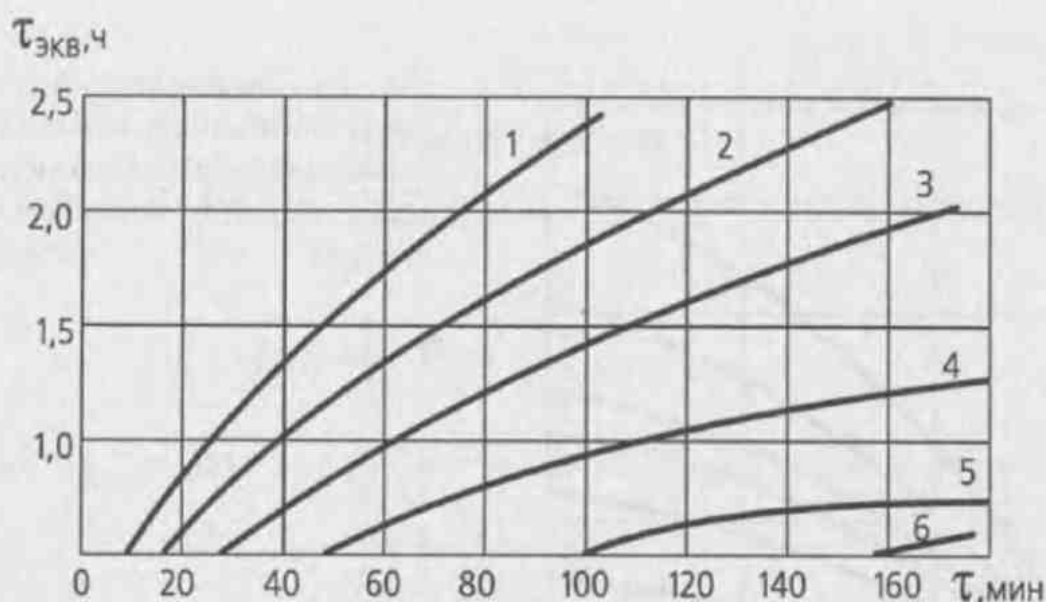


Рис. 2.5. Зависимость эквивалентной продолжительности пожара от времени пожара для железобетонных и огнезащищенных металлических конструкций покрытия в условиях локальных пожаров

1. - $\frac{H}{\sqrt{F}} \leq 1,2$; 2. - 1,5; 3. - 1,8; 4. - 2,2; 5. - 2,4; 6. - $\geq 3,6$;

H - высота помещения, м;

$\tau_{\text{экв}}, \text{ч}$ F - площадь помещения, м^2

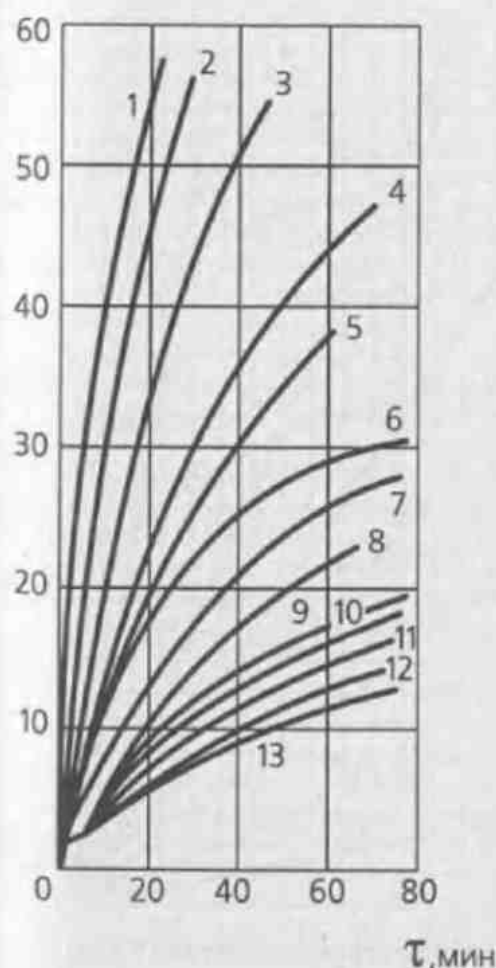


Рис. 2.6. Зависимость эквивалентной продолжительности пожара от времени пожара для горизонтальных незащищенных металлических конструкций в условиях локальных пожаров

1. - $\frac{H}{\sqrt{F}} \leq 1,2$;

H - высота помещения, м;

F - площадь помещения, м^2

2.-1,6;
3.-2,0;
4.-2,4;
5.-2,8;
6.- $\geq 3,2$;
7.-3,6;
8.-4,0;
9.-4,4;
10.-4,8;
11.-5,2;
12.-5,6;
13.-6,0;

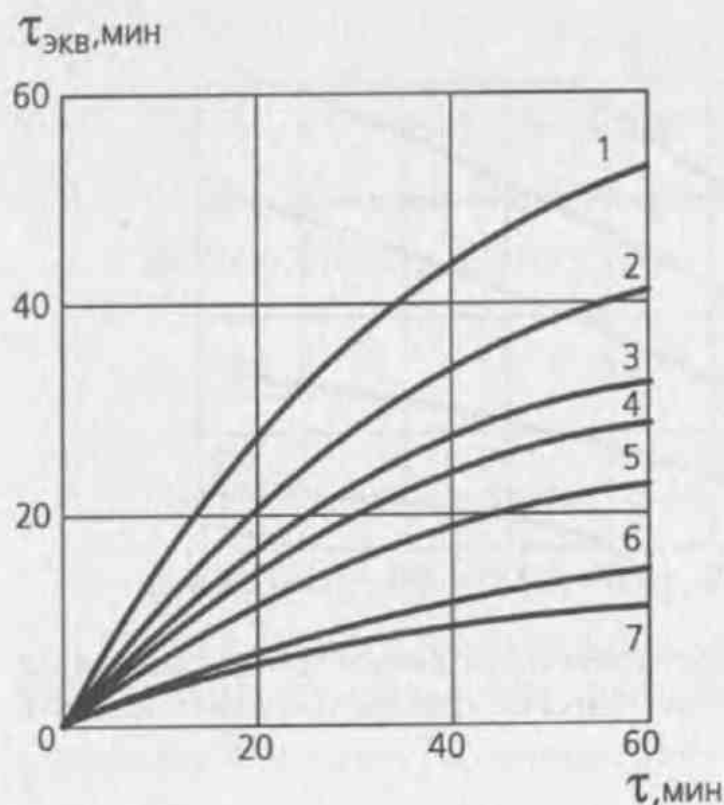


Рис. 2.7. Зависимость эквивалентной продолжительности пожара от времени пожара для вертикальных металлических конструкций в условиях локальных пожаров

$$1. - \frac{H}{\sqrt{F}} \leq 0,5 ;$$

2.-0,6;

3.-0,7;

4.-0,8;

5.-1,0;

6.-1,5;

7.-2,0.

H - расстояние от оси факела до конструкции, м;

F - площадь помещения, м²

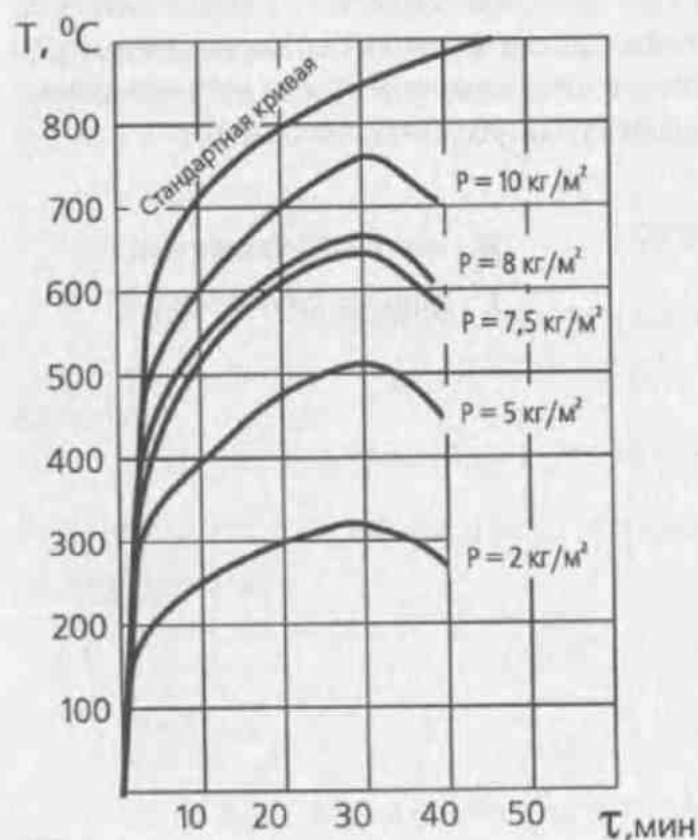


Рис. 2.8. Температурные режимы ГРН

Температурный режим описывается зависимостью

$$T = 345W \lg(8\tau + 1), \quad (2.21)$$

в которой параметр W , характеризующий температурный режим пожара, равен

$$W = \frac{T_{\max}}{T_{\text{ст}}}, \quad (2.22)$$

где $T_{\max}$ — максимальная среднеобъемная температура пожара, равная

$$T_{\max} = 224P_k^{0,528} + T_o;$$

$T_{\text{ст}}$ — температура «стандартного» пожара в момент времени, соответствующий, времени достижения $T_{\max}$.

Для пожаров, регулируемых вентиляцией (рис.2.9), продолжительность пожара определяется зависимостью

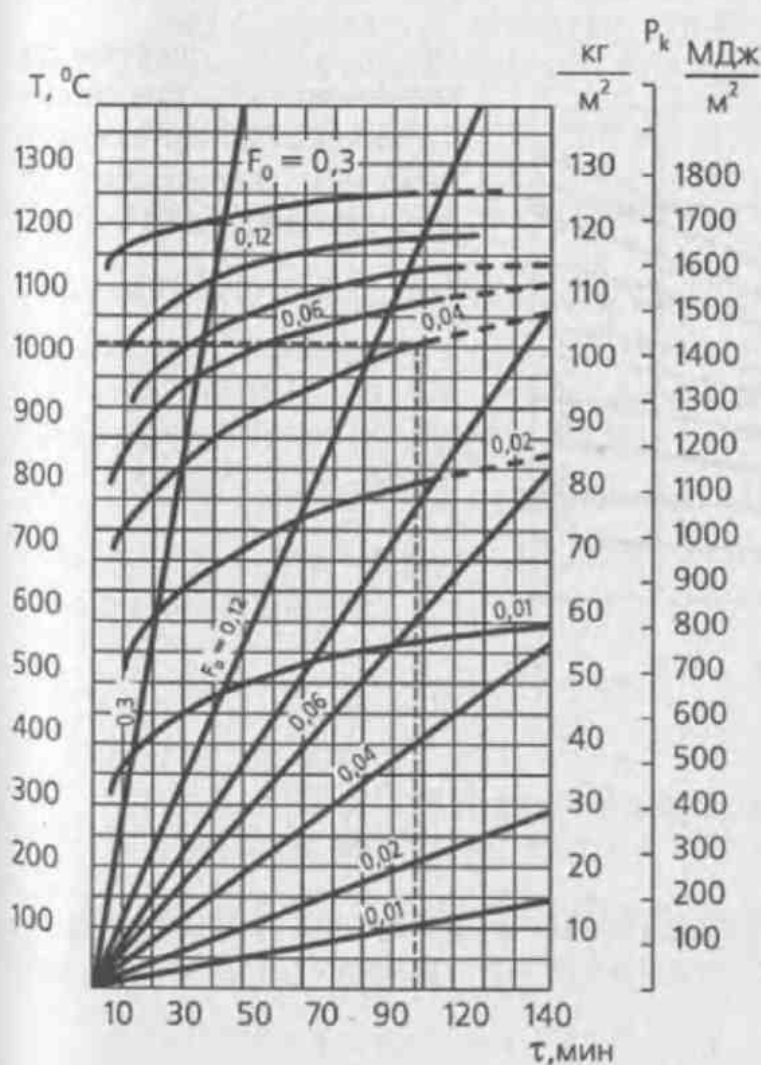


Рис. 2.9. Номограмма для определения максимальной среднеобъемной температурой и времени ее достижения при ГРВ

$$\tau = \frac{P_k A_l}{330 A \sqrt{h}}, \quad (2.23)$$

где P_k — пожарная нагрузка, приведенная к древесине, кг/м²;

A — площадь проемов помещений, м²;

h — высота проемов, м;

A_l — площадь ограждающих конструкций, м².

Эквивалентная продолжительность объемного пожара для несущих и ограждающих конструкций определяется по графикам (рис.2.10, 2.11)

Предельное значение количества пожарной нагрузки определяется: для условий локального пожара

$$P_{np}^* = \tau R_{cp} F; \quad (2.24)$$

для условий объемного пожара

$$P_{np} = 1330 \frac{A_l \tau}{A_1} \sqrt{h_i}, \quad (2.25)$$

где τ — соответственно продолжительность локального пожара и условная продолжительность объемного пожара.

Развитие вычислительной техники позволило также моделировать поведение газовых сред при пожаре, используя уравнения конвективного

$\tau_{\text{экв}}, \text{ч}$

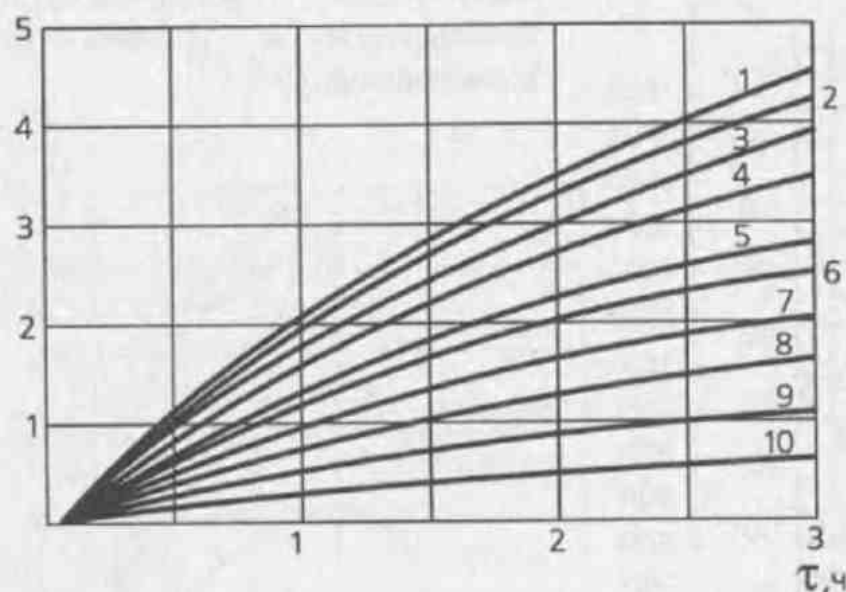


Рис. 2.10. Зависимость эквивалентной продолжительности пожара для железобетонных плит перекрытия от времени пожара для ГРВ

- | | |
|-------------------|------------|
| 1.- $P_p = 0,3$; | 2.- 0,27; |
| 3.- 0,24; | 4.- 0,21; |
| 5.- 0,18; | 6.- 0,15; |
| 7.- 0,12; | 8.- 0,09; |
| 9.- 0,06; | 10.- 0,03; |

$$\text{при } V \leq 10^3 \quad P_p = \sum \frac{A_i h_i^{1/2}}{V^{2/3}}; \quad \text{при } V > 10^3 \quad P_p = \sum \frac{A_i h_i^{1/2}}{S},$$

где V — объем помещения, м³; A_i — площадь i -го проема, м²; h_i — высота i -го проема, м;

S — площадь пола помещения, м²

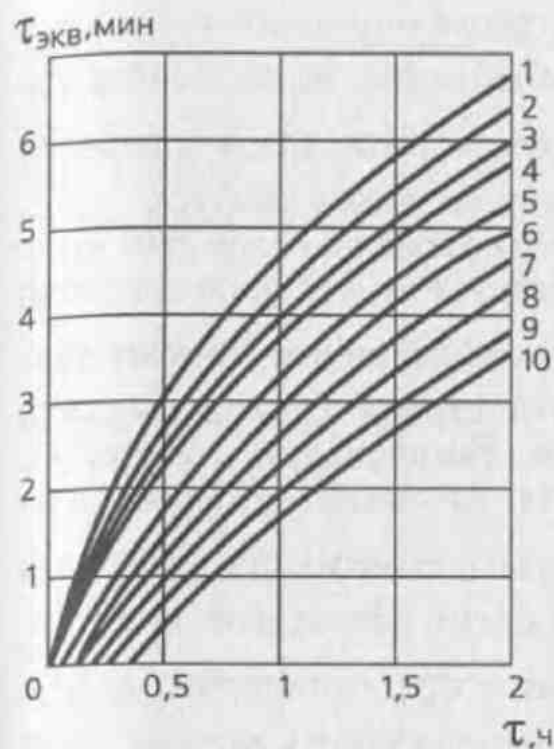


Рис. 2.11. Зависимость эквивалентной продолжительности пожара для несущих железобетонных стен от времени пожара при ПРВ

1. - $P_p = 0,3$;

2. - 0,18;

3. - 0,24;

4. - 0,21;

5. - 0,18;

6. - 0,15;

7. - 0,12;

8. - 0,09;

9. - 0,06;

10. - 0,03;

теплообмена (полевое моделирование) [19]. С помощью этого дифференциального метода определяются температурные поля в средах, омывающих строительные конструкции и их элементы.

Интенсивность нагрева конструкций зависит также от теплофизических характеристик конструкционных материалов.

К ним относятся: коэффициент теплопроводности λ_{tem} , Вт/м·К; удельная теплоемкость C_{tem} , Дж/кг·К; коэффициент температуропроводности a_{tem} , м²/с. Кроме этого, важной характеристикой, используемой в расчетах конструкций на огнестойкость, является степень черноты поверхности материала ε , а также характеристика проницаемости, влагопереноса и др.

Для различных материалов зависимость λ_{tem} и C_{tem} от температуры их нагрева t носит линейный характер и выражается следующим образом:

$$\lambda_{tem} = A + Bt; \quad (2.26)$$

$$C_{tem} = C + Dt, \quad (2.27)$$

где A , B , C , D - коэффициенты, зависящие от вида материала.

Значения коэффициентов A и C даны при начальной температуре t_n . Формулы (2.26, 2.27) получены путем аппроксимации экспериментальных результатов, полученных при испытании различных материалов.

Значения λ_{tem} зависят также от плотности материала ρ , кг/м³. С увеличением температуры материалов плотностью выше 1800 кг/м³ наблюдается снижение значений λ_{tem} и для этих материалов в формулу (2.26) значения коэффициента В подставляются со знаком «минус».

Для более пористых материалов с плотностью не более 1800 кг/м³ увеличение температуры материала способствует увеличению значений λ_{tem} . При этом в формуле (2.26) величины коэффициента В имеют знак «плюс». Для материалов с различной плотностью величина удельной теплоемкости возрастает с увеличением температуры материала. Влагосодержание в пористых материалах также оказывает влияние на изменение λ_{tem} и C_{tem} . С увеличением влагосодержания материала значения этих теплотехнических характеристик возрастает, при этом значения: λ_{tem} - по экспоненциальному закону, а C_{tem} - по линейному.

Нельзя оценивать огнезащитную эффективность тех или иных материалов только по характеристикам λ_{tem} и C_{tem} .

Для оценки этой эффективности необходимо знать коэффициент температуропроводности, определяемый по формуле

$$a_{tem} = \frac{\lambda_{tem}}{C_{tem}}. \quad (2.28)$$

С уменьшением значения a_{tem} огнезащитный эффект материала увеличивается.

Характер изменения λ_{tem} и C_{tem} в зависимости от влажности пористого материала позволяет упростить учет влияния этой влажности на коэффициент температуропроводности. Влияние влагосодержания бетона на величину его температуропроводности рассмотрено в разделе 5.

Значения степени черноты материала ε изменяются от 0 - для прозрачных и белых поверхностей до 1 - для абсолютно черной поверхности. Чем меньше значение степени черноты, тем меньше поглощение поверхностью конструкции падающего на нее теплового потока. Степень черноты зависит от температуры. Так, для стали при изменении ее температуры от 100°C до 300°C значение степени черноты мало изменяется и составляет 0,4, а с увеличением температуры до 400°C степень черноты достигает величины равной 0,85.

При дальнейшем увеличении температуры значение степени черноты практически не изменяется.

Теплофизические характеристики

Таблица 2.2

Материал	Средняя плотность (в сухом состоянии), ρ , кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, $\lambda_{\text{ср}}$, Вт/(м·К)	Удельная теплоемкость, $C_{\text{ср}}$, Дж/(кг·К)	Степень черноты, ϵ
Сталь углеродистая	7800	48-0,0365t	440 + 0,48t	0,74
Кирпич глиняный обыкновенный	1580	0,34 + 0,00017t	710 + 0,42t	0,94
Тяжелый бетон на известняковом заполнителе	2250	1,14-0,00055t	710 + 0,83t	0,625
Цементно-песчаная штукатурка	1930	0,62-0,00033t	770 + 0,63t	0,867
Сухая гипсовая штукатурка	900	0,23 + 0,00035t	849 + 0,59t	0,89
Минераловатные плиты	125	0,049 + 0,000184t	582 + 0,63t	0,92
Фосфатное огнезащитное покрытие по стали	200	0,026 + 0,00016t	1250 + 0,63t	0,92

Со стороны необогреваемой поверхности конструкции степень черноты $\varepsilon = 1$, а нагревающей среды в огневых камерах установок для огневых испытаний конструкций принимается равным - $\varepsilon = 0,85$.

Теплофизические характеристики для некоторых строительных материалов (данные ЦНИИСК им. Кучеренко) даны в таблице 2.2.

В формулах (табл. 2.2) для определения λ_{tem} и C_{tem} приведены значения

$$t = t_n \text{ или } t = T - T_n,$$

где $t_n = 20^\circ\text{C}$, а $T_n = 273\text{ K}$.

На несущую способность и деформативность строительных конструкций, находящихся в условиях пожара, влияют физико-механические свойства материала, изменяющиеся в зависимости от температуры нагрева конструкции.

В частности, такие свойства определяются пределом прочности (R) и модулем упругости (E) материала, из которого выполнены конструкции.

При изменении температуры от 20°C до $200-300^\circ\text{C}$ предел прочности некоторых марок сталей и бетона увеличивается: в первом случае за счет снижения технологических напряжений, во втором за счет уменьшения свободной влаги в порах бетона.

Увеличение температуры материала способствует снижению его модуля упругости, т.е. деформативность конструкции при этом увеличивается.

Согласно [13] предел огнестойкости строительной конструкции определяют как среднее арифметическое значение результатов нескольких огневых испытаний. Поэтому при определении прочностных показателей свойств материалов используют их средние значения. В общем виде нормируемую прочность (расчетное сопротивление) материалов для оценки пределов огнестойкости металлических и железобетонных конструкций следует определять по формуле

$$R_{tem} = \frac{R_n \gamma_{tem}}{\gamma}, \quad (2.29)$$

где R_n - нормативное сопротивление материала;

γ_{tem} - коэффициент, учитывающий изменение прочности материала от температуры;

γ - коэффициент надежности по материалу, устанавливаемый из условий совпадения пределов огнестойкости конструкций, определенных экспериментальным и расчетным методами.

Более подробно определение нормируемого предела прочности для оценки пределов огнестойкости металлических и железобетонных конструкций даны в разделах 3 и 5.

Предел прочности древесины при увеличении температуры ее нагрева также снижается.

Изменение предела прочности древесины (сосны и ели) в зависимости от температуры определялось на основании кратковременных испытаний малых чистых (без пороков) образцов [20]. По результатам испытаний вычислялось среднее арифметическое значение предела прочности (временное сопротивление) $R_{вр}$, изменяющееся в зависимости

от температуры древесины, что учитывается коэффициентом γ_{tem} . При переходе от малых чистых образцов к натурным деревянным конструкциям необходимо учитывать: наличие в материале пороков (сучки, трещины и т.д.); размеры сечения деревянных элементов и конструкций; толщину досок, из которых выполнены клееные деревянные конструкции; длительность действия температуры на деревянную конструкцию, находящуюся в условиях пожара. Влияние этих факторов на прочность древесины в конструкции натуральных размеров, подверженной воздействию температурного режима пожара, учитывается соответствующими коэффициентами.

Таким образом, расчетные сопротивления древесины для определения предела огнестойкости деревянных конструкций вычисляются с учетом вышеприведенных факторов с использованием временных сопротивлений

$$R_f = R_{вр} m_n m_b m_{cl} m_{дл} \gamma_{tem}, \quad (2.30)$$

где $R_{вр}$ - временное сопротивление древесины при стандартных условиях (температуре 20°C и относительной влажности древесины - 12%); m_n - коэффициент, учитывающий наличие пороков древесины; m_b - коэффициент, учитывающий размеры сечений; m_{cl} - коэффициент, учитывающий толщину досок; $m_{дл}$ - коэффициент, учитывающий длительность действия температуры на конструкцию; γ_{tem} - коэффициент, учитывающий влияние температуры на прочность древесины.

Значения расчетного сопротивления клееной и цельной древесины R_f в зависимости от характера ее работы в конструкциях и их элементах даны в разделе 4.

Модуль упругости конструкционных материалов при увеличении температуры - снижается. Это изменение учитывается коэффициентом

$$\beta_{tem} = \frac{E_{tem}}{E},$$

где E_{tem} - модуль упругости при повышенных температурах; E - модуль упругости при начальной температуре, равной 20°C.

Значения коэффициента β_{tem} для металлических конструкций даны в разделе 3.

Важное значение для анализа поведения конструкций в условиях пожара имеет характер их деформаций. Деформации бетона от теплового расширения и усадки определялись в результате нагрева бетонных полых цилиндров. Температурное расширение бетона в основном зависит от температурных деформаций его заполнителей. Величина температурных деформаций у тяжелых бетонов на гранитном щебне в два раза больше температурных деформаций легких бетонов на заполнителе в виде керамзита.

Деформации температурного расширения арматурных сталей возрастают с ростом температуры до 700°C.

Применительно к стальным конструкциям, а также стальной арматуре в железобетонных конструкциях значение общей деформации при пожаре зависит от деформации температурного расширения, изменения модуля упругости, а также деформации ползучести. Под понятием температурная ползучесть подразумевается изменение деформаций во времени постоянных значений температуры и приложенной нагрузки. Основными факторами, обуславливающими величину и скорость ползучести, являются величины напряжения, температуры, а также длительность их воздействия. Из этих факторов основным является уровень напряжения, влияющий на скорость ползучести при определенной температуре. С увеличением величины напряжения скорость температурной ползучести возрастает.

На огнестойкость строительных конструкций оказывает влияние условие их нагрева и способы сочленения конструкций между собой.

В зависимости от условий нагрева различают: одностороннее, трехстороннее и четырехстороннее нагревание конструкции.

Одностороннему нагреву в условиях пожара подвергаются стены, перегородки, а также плоские конструкции перекрытия и покрытия.

Трехстороннему нагреву могут подвергаться стержневые несущие конструкции, к которым относятся балки перекрытий и покрытий, арки, рамы, верхние пояса ферм, колонны крайнего ряда, а также ребра панелей(ребристых).

Колонны средних рядов в условиях пожара подвергаются обогреву с четырех сторон.

Условия нагрева при пожаре оказывают существенное влияние на несущую способность строительной конструкции. Например, несущая способность металлической балки при одностороннем обогреве снижается с меньшей скоростью, чем при трехстороннем обогреве. При одинаковых внешних геометрических размерах сечения и условий обогрева на несущую способность конструкции в условиях пожара влияет массивность

этой конструкции. С увеличением массы конструкции увеличивается ее теплоемкость, а, следовательно, и время прогрева конструкции до температуры, при которой наблюдается истощение ее несущей способности.

Несущая способность конструкции в условиях пожара зависит от способа ее сочленения с другими конструкциями и способа опирания. В строительстве используются статически определимые и неопределимые конструкции. При нагревании статически неопределимых конструкций в них появляются дополнительные температурные напряжения.

Так, при жесткой заделке на опорах конструкция лишена возможности свободно деформироваться, вследствие чего в ней появляются дополнительные усилия и изгибающие моменты, вызывающие значительные напряжения.

Влияние этого фактора на поведение строительной конструкции в условиях пожара зависит от материала, из которого выполнена эта конструкция. Например, в статически неопределимых металлических конструкциях эти напряжения могут привести к потере несущей способности при температуре 100°C.

В тоже время, нагрев статически неопределимых железобетонных конструкций приводит к перераспределению усилий в них и положительно влияет на их несущую способность при пожаре. Увеличение количества сторон опирания плоских строительных конструкций, например плиты междуэтажного перекрытия, также способствует увеличению предела огнестойкости этих конструкций.

2.2 Понятие предельного состояния конструкции.

Несущая способность конструкции в условиях пожара

Среди многих требований, предъявляемых к строительным конструкциям, является требование соответствия конструкций своему назначению и заданным условиям эксплуатации в течении необходимого времени. Это соответствие строительных конструкций предъявляемым требованиям обуславливается расчетом.

В настоящее время основным методом расчета строительных конструкций для условий эксплуатации и монтажа является метод предельных состояний, разработанный Н.С.Стрелецким и действующий в нашей стране с 1955 г.

Суть метода заключается в установлении для конструкций так называемых предельных состояний и в обеспечении конструкций расчетным путем от наступления этих состояний.

Предельным называется такое состояние конструкции, при достижении которого она перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям в процессе эксплуатации или монтажа, т.е. конструкция теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые деформации.

Различают предельные состояния первой группы и второй группы.

Предельные состояния первой группы включают состояния, которые ведут к потере несущей способности или к полной непригодности конструкции к условиям ее эксплуатации.

К предельным состояниям этой группы относятся: общая потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; разрушения любого характера; переход в изменяемую систему; качественное изменение конфигурации; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала, его ползучести, а также чрезмерных сдвигов в соединениях.

Предельные состояния второй группы включают состояния, наступление которых затрудняет нормальную эксплуатацию конструкции или ведет к ее недолговечности.

К таким состояниям относятся недопустимые перемещения, а также образование или раскрытие трещин (в железобетонных конструкциях).

Требования норм заключаются в том, чтобы расчетные величины усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытия трещин и т.д. не превышали предельных значений, установленных нормами проектирования строительных конструкций для зданий и сооружений различного назначения.

Расчет по методу предельных состояний основан на учете всех факторов, определяющих действительную работу конструкций, зданий и сооружений, основными из которых являются: фактор изменяемости нагрузок; фактор нестабильности свойств материала и фактор условий работы. Параметры, определяющие эти факторы, носят случайный, вероятностный характер.

Понятие нормативной нагрузки дано в пункте 2.1 данного раздела. Возможное отклонение величины нагрузки, действующей на конструкцию, от ее нормативной величины учитывается коэффициентом надежности по нагрузке γ_f , значения которого даны в [11].

Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы выполняется на действие расчетных нагрузок (распределенной - q или сосредоточенной - P):

$$\begin{aligned} q &= q_n \gamma_f; \\ P &= P_n \gamma_f, \end{aligned} \tag{2.31}$$

где q_n и P_n - величины нормативных нагрузок.

При этом необходимо учитывать неблагоприятное сочетание постоянных и временных нагрузок с использованием коэффициента

сочетаний ψ_n [11]. Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы выполняется на действие нормативных нагрузок, т.е. при $\gamma_f = 1$.

Основными нормируемыми характеристиками прочности конструкционных строительных материалов являются нормативные и расчетное сопротивления, значения которых определяются на основании данных стандартных испытаний с учетом статистической изменчивости показателей прочности и разной степени обеспеченности (доверительной вероятности) по минимуму. Для нормативного сопротивления R_n предписывается обеспеченность не ниже 0,95 (95%). На рис. 2.12 показана кривая нормального распределения (кривая Гаусса) показателей прочности, построенная по результатам кратковременных стандартных испытаний числа малых образцов - n , принятого за 100%. На оси абсцисс откладываются

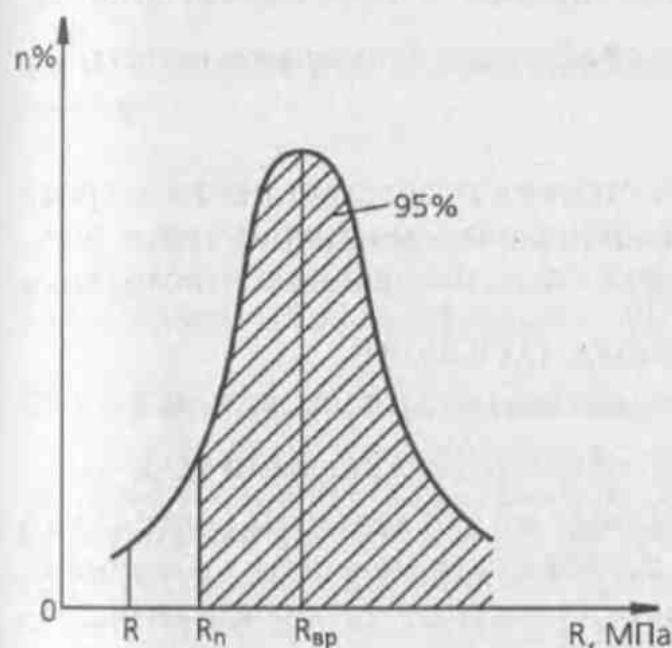


Рис. 2.12. Кривая нормального распределения (кривая Гаусса)

значения прочности R , а на оси ординат процент n выполнения той или иной прочности. Наибольший процент выпадения соответствует среднему арифметическому значению полученных при испытании величин временного сопротивления

$$R_{ар} = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{n}.$$

Однако наблюдается выпадение показателей прочности как в большую, так и в меньшую сторону по сравнению с $R_{ар}$. Если за нормируемую величину прочности принять значение $R_{ар}$, то мы можем достигнуть обеспеченность 0,5(50%), что недостаточно. Значение нормативного сопротивления R_n выбирается таким образом, чтобы из 100%

испытанных образцов 95% должны иметь прочность не менее нормативного сопротивления.

Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы выполняется с использованием расчетных сопротивлений материалов

$$R = \frac{R_n}{\gamma_m}, \quad (2.32)$$

где γ_m - коэффициент надежности по материалу ($\gamma_m \geq 1$).

Коэффициент надежности по материалу позволяет учесть влияние неоднородности материала на его прочность при переходе от малых стандартных образцов к конструкциям натуральных размеров. Таким образом, использование расчетных сопротивлений позволяет создать обеспеченность от 0,99 до 0,999 (99-99,9%).

Для учета особенностей действительной работы материалов, конструкций и соединений вводится коэффициент условий работы γ_c ($1 < \gamma_c \leq 1$).

В зависимости от назначения, степени ответственности и срока службы (капитальности) все здания и сооружения делятся на три класса, что учитывается коэффициентом надежности по назначению конструкции γ_n , значение которого принимается равным: 1,0; 0,95; 0,9.

При выполнении расчетов по предельным состояниям второй группы значения коэффициентов γ_m, γ_c принимаются равными единице.

Для конструкций, рассчитываемых по предельным состояниям первой группы, расчетные усилия и изгибающие моменты в элементах конструкции $N(M)$ не должны превышать их несущую способность Φ , т.е.

$$N(M) \leq \Phi. \quad (2.33)$$

В формуле (2.33) значения $N(M)$ и Φ представлены в виде следующих функций:

$$N(M) = f[P_n(q_n); \gamma_f; \psi_n];$$
$$\Phi = f\left(\frac{S; R_n \gamma_c}{\gamma_m \gamma_n}\right), \quad (2.34)$$

где S - геометрическая характеристика сечения (площадь, момент инерции, момент сопротивления и т.д.).

Изменения силовых факторов, несущей способности элементов и конструкций, а также наступление предельного состояния показаны на рис. 2.13.

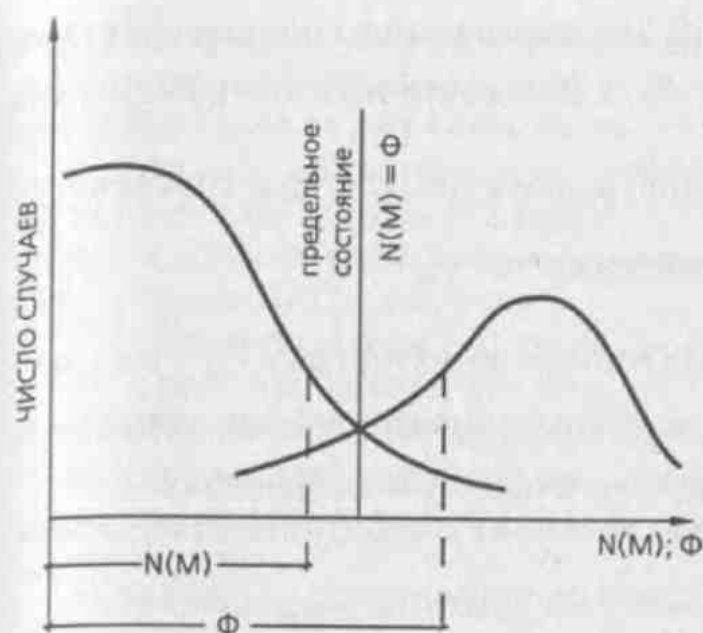


Рис. 2.13. Наступление предельного состояния при изменении силовых факторов (N, M) и несущей способности конструкций и их элементов (Φ)

Условие расчета конструкций по предельным состояниям второй группы:

$$f \leq f_u, \quad (2.35)$$

где f - прогиб или перемещение элемента или конструкции, представленные в виде функции - $\varphi[S; P_n(q_n); \gamma_n]$;

f_u - предельный прогиб, перемещение, установленные нормами [11].

Несущая способность в условиях пожара - свойство конструкции сохранять свои функции, воспринимая собственный вес, приложенные нормативные нагрузки, а также температурные усилия, возникающие в условиях огневого воздействия. Для несущих конструкций (колонны, балки, фермы, арки, рамы) предельным состоянием по огнестойкости является только потеря их несущей способности. В зависимости от вида материала и характера работы конструкции предельное состояние по огнестойкости может наступить в результате хрупкого разрушения материала или за счет развития больших необратимых деформаций.

Предел огнестойкости строительной конструкции из условия потери ее несущей способности наступает при

$$N_n(M_n) = \Phi_{tem}, \quad (2.36)$$

где $N_n(M_n)$ - внутренние силовые факторы в расчетных сечениях конструкции (усилие или изгибающий момент) от действия нормативной нагрузки; Φ_{tem} - несущая способность конструкции, находящейся в условиях пожара, равная $N_{p,tem}(M_{p,tem})$.

В сравнении с формулой (2.34) внутренние силовые факторы $N_n(M_n)$ в формуле (2.36) определяются при значениях коэффициентов надежности γ_f и ψ_n равных единице, а значение несущей способности Φ_{tem} вычисляется при значении коэффициента $\gamma_n = 1$.

Значение коэффициента надежности по материалу γ_m при определении несущей способности Φ_{tem} также принимается равным единице, за исключением арматуры и бетона в железобетонных конструкциях.

В отличие от формулы (2.34) значение коэффициента условия работы γ_c при определении несущей способности Φ_{tem} принимается равным коэффициенту γ_{tem} , учитывающему снижение прочности материала от действия температуры.

В соответствии с [13] для изгибаемых конструкций следует считать, что предельное состояние наступило, если: прогиб достиг величины $L/20$ или скорость нарастания деформаций достигла $L^2/9000h$ (см/мин), где L - пролет, см; h - расчетная высота сечения, см.

Для вертикальных конструкций предельным состоянием следует считать условие, когда вертикальная деформация достигает $L/100$ или скорость нарастания вертикальных деформаций достигнет 10 мм/мин для образцов высотой $(3 \pm 0,5)$ м.

2.3. Общие принципы расчета огнестойкости строительных конструкций

Суть расчета предела огнестойкости строительных конструкций заключается в определении времени, по истечении которого в условиях высокотемпературного воздействия при пожаре наступает одно из предельных состояний.

Для конструкций, выполняющих одновременно несущие и ограждающие функции, необходимо определить время от начала пожара до наступления предельного состояния по несущей и теплоизолирующей способностям, а за предел огнестойкости принять минимальное из полученных значений.

Расчет предела огнестойкости строительных конструкций состоит из двух частей: теплотехнической и статической (прочностной).

Теплотехническая часть имеет целью определить температурные поля в расчетном сечении элемента или конструкции при действии на них

температурного режима пожара. При этом используются уравнения нестационарной теплопроводности твердого тела с учетом изменения теплофизических характеристик материалов, из которых выполнена конструкция, в зависимости от температуры. Решение теплотехнической части позволяет определить предел огнестойкости из условия наступления предельного состояния по теплоизолирующей способности, что характерно для ограждающих конструкций.

Для определения предела огнестойкости из условия наступления предельного состояния по несущей способности необходимо также выполнить статическую (прочностную) часть расчета. В статической части вычисляют несущую способность конструкций, нагреваемых при пожаре, с учетом изменения прочностных свойств материалов при высоких температурах.

В общем случае схема расчета предела огнестойкости конструкции по потере ее несущей способности показана на рис. 2.14.

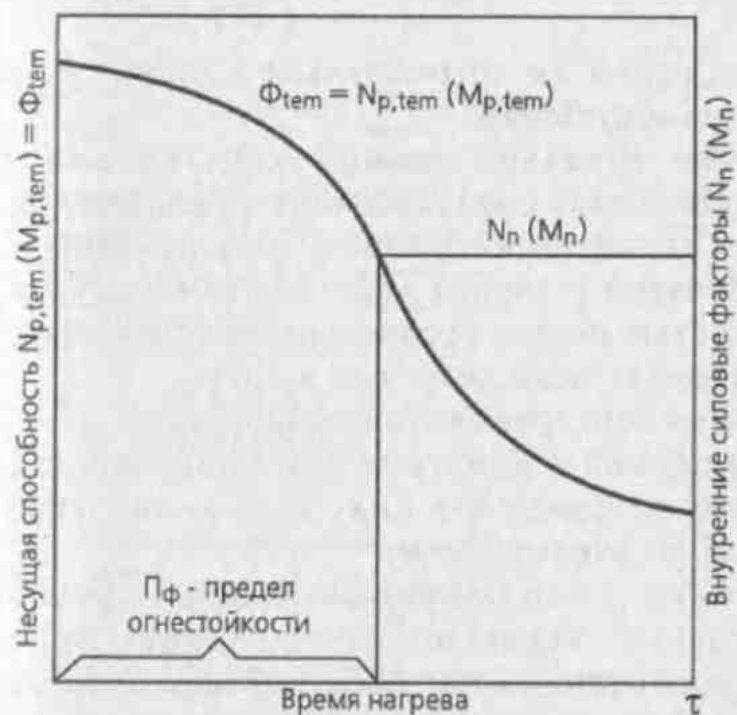


Рис. 2.14. Общая схема расчета предела огнестойкости конструкции по потере ее несущей способности

По оси абсцисс отложено время нагрева конструкции τ , а по оси ординат — несущая способность конструкции $\Phi_{tem} = N_{p,tem}(M_{p,tem})$ и величины внутренних силовых факторов в виде действующего усилия N_n (растяжения или сжатия) или изгибающего момента M_n от действия нормативной нагрузки. Предел огнестойкости определяется при выполнении равенства по формуле (2.36).

Для построения графика на рис. 2.14 выполняется следующая последовательность расчета:

- задаются отдельными периодами времени нагрева конструкции

$\tau_1 \dots \tau_i$;

- для заданных периодов времени теплотехническим расчетом определяют температуру в сечении конструкции;

- статическим расчетом для этих же промежутков времени определяют несущую способность $\Phi_{tem1} \dots \Phi_{temi}$ конструкции с учетом изменения механических характеристик материала;

- строится график снижения несущей способности конструкции во времени, $\Phi_{tem} - \tau$;

- по графику определяется значение предела огнестойкости P_{ϕ} , т.е. времени, при достижении которого несущая способность конструкции снизится до величины внутренних силовых факторов $N_n(M_n)$ от нормативной нагрузки.

Расчет предела огнестойкости строительных конструкций выполняется с учетом следующих допущений:

- расчету подвергается отдельно взятая конструкция или конструктивный элемент без учета связи с другими конструкциями, т.е. не учитывается совместная работа конструкций здания или сооружения;

- конструктивные элементы в условиях действия температурного режима, представленного в виде зависимости среднеобъемной температуры от времени, нагреваются одинаково по всей длине или высоте;

- утечками тепла по торцам конструкции пренебрегают;

- температурные напряжения в конструкции, появляющиеся в результате ее неравномерного прогрева и в силу изменения упруго-пластических свойств материала, не учитываются.

Остальные допущения, используемые при решении теплотехнической и статической задач по определению предела огнестойкости металлических, деревянных и железобетонных конструкций, рассматриваются в разделах 3, 4, 5.

2.4. Расчетные схемы определения предела огнестойкости строительных конструкций

Возможность расчетной оценки времени наступления предельных состояний по огнестойкости можно представить в виде трех основных схем.

Расчетная схема 1 используется для оценки предела огнестойкости по потере теплоизолирующей способности вертикальных и горизонтальных ограждающих конструкций (перегородки, плиты перекрытий, внутренние стены). Согласно данной схемы (рис. 2.15, а, б),

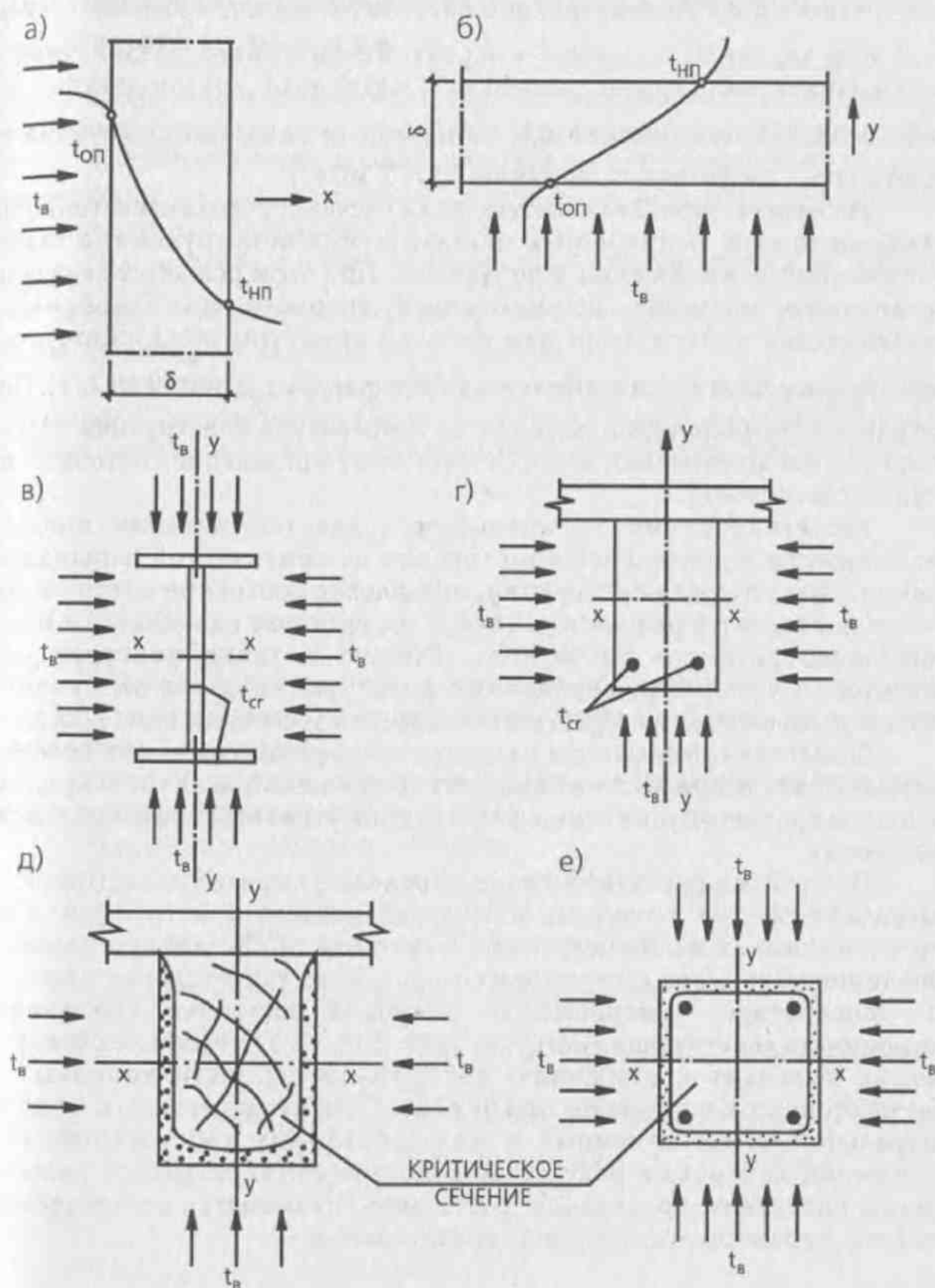


Рис. 2.15. Расчетные схемы по определению фактического предела огнестойкости строительных конструкций: а, б - вертикальных и горизонтальных ограждающих конструкций (Расчетная схема 1); в, г - металлической и железобетонной балок (Расчетная схема 2); д, е - деревянной балки и железобетонной колонны (Расчетная схема 3)

предел огнестойкости конструкции наступит в момент времени $\tau = P_{\phi}$, когда при заданных условиях высокотемпературного воздействия и теплофизических характеристиках материала температура на необогреваемой поверхности $t_{нп}$, изменяясь от начального значения t_n станет равной допустимому значению (ГОСТ 30247).

Расчетная схема 2 используется для расчета предела огнестойкости незащищенных и защищенных металлических конструкций, а также железобетонных изгибаемых конструкций. При этом решается задача по определению времени, по истечении которого на поверхности металлических конструкций или рабочей арматуры железобетонных конструкций установится критическая температура t_{cr} (рис. 2.15, в, г). Под критической температурой понимается температура конструкции или ее элемента, при достижении которой наступает предельное состояние по несущей способности.

Расчетная схема 3 используется для определения предела огнестойкости строительной конструкции по критической площади ее сечений. Существуют конструкции, предельное состояние которых при пожаре наступает в результате потери их несущей способности из-за уменьшения размеров расчетного сечения. К таким конструкциям относятся, в частности, деревянные конструкции, размеры сечений которых уменьшаются в результате обугливания древесины (рис. 2.15, д).

Вследствие уменьшения размеров сечения напряжения в сечении увеличиваются и при достижении этих напряжений величины предела прочности прогретой древесины конструкция утрачивает свою несущую способность.

По этой же расчетной схеме определяют предел огнестойкости центрально-сжатых каменных и железобетонных конструкций. При нагревании сжатых железобетонных элементов часть сечения прогревается выше температуры, при достижении которой бетон теряет свою прочность, что способствует уменьшению размеров сечения, способного воспринимать действующие нагрузки (рис. 2.15, е). Уменьшение размеров сечения приводит к снижению несущей способности каменных и железобетонных конструкций при пожаре. Сечение деревянных, а также центрально-сжатых каменных и железобетонных конструкций, при достижении которого в результате действия температурного режима пожара наступает предельное состояние, называется критическим сечением, а размеры этих сечений - критическими.

2.5. Сущность теплотехнической и статической частей расчета огнестойкости

Суть теплотехнического расчета заключается в определении температурных полей в расчетных сечениях обогреваемой конструкции.

Температурным полем называется совокупность значений температуры t в данный момент времени τ для всех точек пространства, характеризующихся координатами x, y, z .

При воздействии на конструкцию изменяющейся во времени температуры обогревающей среды t_g температурное поле также изменяется во времени, т.е. является нестационарным.

Температурное поле может быть функцией трех, двух и одной координат. Соответственно оно называется трех-, двух- и одномерным, а его математическое выражение с учетом фактора времени имеет следующий вид:

$$\begin{aligned}t &= f(x, y, z, \tau); \\t &= f(x, y, \tau); \\t &= f(x, \tau) \text{ или } t = f(y, \tau).\end{aligned}\tag{2.37}$$

В большинстве случаев при решении теплотехнической задачи в конструкциях определяется одномерное (рис. 2.15, а, б) и двумерное температурные поля (рис. 2.15, в-е).

Расчет температур выполняется с применением дифференциального уравнения теплопроводности Фурье [21]:

двумерное температурное поле

$$C_{tem}\rho \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial y} \right];\tag{2.38}$$

одномерное температурное поле вдоль осей x и y

$$\begin{aligned}C_{tem}\rho \frac{\partial t}{\partial \tau} &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial x} \right]; \\C_{tem}\rho \frac{\partial t}{\partial \tau} &= \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial y} \right],\end{aligned}\tag{2.39}$$

где C_{tem} - удельная теплоемкость;

λ_{tem} - коэффициент теплопроводности;

ρ - плотность материала конструкции.

Уравнение (2.38) применяется для определения температурного поля в сечениях стержневых конструкций (колонн, балок, арок, элементов ферм и т.д.), а уравнения (2.39) для плоских вертикальных и горизонтальных конструкций (стен, перегородок, плоских плит покрытий и перекрытий).

В уравнениях (2.38) и (2.39) значения удельной теплоемкости $C_{\text{лет}}$ и коэффициента теплопроводности $\lambda_{\text{лет}}$ материала конструкции определяются по формулам (2.26) и (2.27).

Дифференциальные уравнения теплопроводности Фурье (2.38), (2.39) являются нелинейными, т.к. изменяется не только температура нагревающей среды, но и теплофизические характеристики материала $C_{\text{лет}}$ и $\lambda_{\text{лет}}$. Решение таких уравнений можно получить с использованием численных методов, реализованных с помощью ЭВМ.

Для решения дифференциальных уравнений теплопроводности Фурье необходимо задаться краевыми условиями, состоящими из начальных и граничных условий.

К начальным условиям относится распределение и значение температуры в конструкции до пожара. Во всех точках сечений конструкции значение начальной температуры $t_{\text{н}}$ принимается равной 20°C.

Граничные условия позволяют определить закономерности теплообмена между нагревающей средой и поверхностью конструкции. Для теплотехнического расчета строительных конструкций используются граничные условия 1-го рода, 2-го рода и 3-го рода.

Граничные условия 1-го рода характеризуются заданием изменения температуры на поверхности конструкции; граничные условия 2-го рода характеризуются заданием изменения плотности теплового потока, поступающего к поверхности конструкции; граничные условия 3-го рода характеризуются заданием закона изменения температуры нагревающей среды $t_{\text{в}}$ от времени действия пожара и коэффициента теплообмена α между нагревающей средой и поверхностью конструкции.

Коэффициент теплообмена (Вт/м²К)

$$\alpha = \alpha_k + \alpha_{\text{л}}, \quad (2.40)$$

где α_k - конвективная составляющая; $\alpha_{\text{л}}$ - лучистая составляющая.

Значения составляющих α_k и $\alpha_{\text{л}}$ в формуле (2.40) при действии стандартного температурного режима соответственно равны:

$$\alpha_K = 29;$$

$$\alpha_A = 5,77 \varepsilon_{red} \frac{\left(\frac{T_B}{100}\right)^4 - \left(\frac{T_O}{100}\right)^4}{T_B - T_O}, \quad (2.41)$$

где ε_{red} - приведенная степень черноты системы «огневая камера - обогреваемая поверхность»; T_B - температура нагревающей среды, К; T_O - температура обогреваемой поверхности, К.

В формуле (2.41) значение приведенной степени черноты

$$\varepsilon_{red} = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon} + \frac{1}{\varepsilon_O} - 1}, \quad (2.42)$$

где ε - степень черноты среды огневой камеры печи, принимаемая 0,85; ε_O - степень черноты обогреваемой поверхности конструкции в зависимости от вида материала дана в таблице 2.2.

Значение приведенной степени черноты системы «огневая камера - обогреваемая поверхность» железобетонной конструкции зависит от температуры обогреваемой поверхности и равно $\varepsilon_{red} = 0,67 - 0,00041T_O$. Линеаризация дифференциальных уравнений (2.38), (2.39) позволяет получить их аналитическое решение. Линеаризация выполняется введением постоянных значений λ_{tem} и C_{tem} , определяемых по формулам (2.26) и (2.27) с использованием усредненной температуры материала конструкции, не изменяющейся при пожаре, а также усредненного значения плотности материала в сухом состоянии, ρ_{oc} (см. раздел 5).

При решении дифференциального уравнения теплопроводности Фурье с использованием граничных условий 3-го рода усредняется и значение коэффициента теплообмена α .

Суть статического (прочностного) расчета заключается в определении времени от начала действия на конструкцию температурного режима пожара до наступления предельного состояния по потере ее несущей способности, что выражается формулой (2.36). Основная схема расчета предела огнестойкости несущих строительных конструкций дана в п. 2.3 данного раздела. По существу этот метод решения статической задачи является графоаналитическим и используется для определения предела огнестойкости статически определимых и неопределимых изгибаемых железобетонных конструкций, а также железобетонных конструкций, работающих на «центральное» сжатие и в условиях сложного сопротивления.

Для расчета предела огнестойкости металлических и железобетонных конструкций (вертикальных и горизонтальных плоских, а также изгибаемых стержневых элементов), отказ которых при пожаре наступает из-за потери несущей способности расчетного сечения (металлическая конструкция) или рабочей растянутой арматуры (железобетонная конструкция), используются методы решения статической задачи, позволяющие определить значения критической температуры t_{cr} . Определив критическую температуру, выполняют теплотехническую часть расчета по определению времени (предела огнестойкости) прогрева до значения t_{cr} .

Статическая задача в этом случае может решаться без построения вспомогательных графиков и касается определения значения температуры для предельного состояния конструкции при пожаре.

В отличие от металлических и железобетонных конструкций решение статической задачи по определению предела огнестойкости несущих деревянных конструкций сводится к определению предельной глубины обугливания древесины. При достижении глубины обугливания своего предельного значения напряжения в расчетном сечении деревянной конструкции становятся равными нормируемому пределу прочности древесины (расчетному сопротивлению по определению предела огнестойкости деревянных конструкций), что приводит к наступлению предельного состояния по несущей способности конструкции при пожаре.

Определение предельной глубины обугливания древесины может выполняться как графоаналитическим методом, так и с использованием разработанных графических зависимостей расчетных параметров, позволяющих найти искомую глубину обугливания для предельного состояния конструкции.

Более подробно различные методы решения статической задачи рассматриваются в разделах 3, 4, 5.

Раздел 3. ОГНЕСТОЙКОСТЬ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Виды, область применения и особенности работы металлических конструкций

В современной практике строительства металлические конструкции (стальные и алюминиевые) находят широкое применение. Это объясняется тем, что металл, благодаря высокой прочности, надежности работы при различных видах напряженного состояния и долговечности, способен воспринимать значительные нагрузки. Металлические конструкции (МК) являются индустриальными, т.е. изготавливаются на специализированных заводах. Отдельные части (отправочные марки) большепролетных конструкций транспортируются до места возведения сооружения, монтируются на строительной площадке и устанавливаются в проектное положение с использованием подъемно-транспортных средств. Сплошность материала и соединений позволяет выполнять водонепроницаемые и газонепроницаемые конструкции.

Высокая прочность, надежность, индустриальность в изготовлении МК с учетом принципов унификации и стандартизации их элементов, транспортабельность, небольшие сроки при монтаже, относительная легкость, по сравнению с железобетонными конструкциями, определяют экономичность использования МК в строительстве.

Кроме того, МК удобны в эксплуатации, так как легко ремонтируются и могут быть усилены во время проведения реконструкционных работ в случае увеличения эксплуатационных нагрузок. Однако МК обладают такими недостатками, как: подверженность воздействию коррозии (кроме алюминиевых сплавов), что требует специальных мероприятий по защите, а также малой огнестойкостью при температурах выше 400°C для сталей и выше 200°C для алюминиевых сплавов.

Наиболее широко применяются стальные конструкции при строительстве: одноэтажных, одно- или многопролетных производственных зданий; несущих каркасов высотных зданий; большепролетных зданий общественного назначения (выставочные павильоны, спортивные и зрелищные сооружения); зданий специального назначения (ангары, эллинги, авиасборочные цехи); сооружений башенного и мачтового типа (башни и мачты для радиосвязи и телевидения, буровые и нефтяные вышки и т.д.); пролетных строений мостов, путепроводов и эстакад; промышленных сооружений из листовых конструкций (резервуары, газгольдеры, бункера, силосы, доменные печи и т.д.).

Стоимость конструкций из алюминиевых сплавов в 5-8 раз выше стоимости конструкций из стали [22]. Поэтому из алюминиевых сплавов изготавливают кровельные и стеновые панели, витражи остекления, каркасы сборно-разборных зданий и сооружений, листовые конструкции и трубопроводы для агрессивных жидкостей, а также большепролетные конструкции, для которых большое значение имеет снижение собственного веса и конструкций для сооружений, возводимых в труднодоступных районах.

Для производства МК используются малоуглеродистые и низколегированные стали.

По прочности различают следующие группы сталей: обычной прочности - малоуглеродистые стали с пределом текучести 230 МПа и временным сопротивлением (пределом прочности) 380 МПа; повышенной прочности - низколегированные с пределом текучести 290-400 МПа и временным сопротивлением 440-520 МПа; высокой прочности - низколегированные, среднелегированные и термически упрочненные с пределом текучести 450-750 МПа и более, и временным сопротивлением 600-850 МПа и более.

Для изготовления алюминиевых конструкций применяются следующие сплавы: алюминивно-марганцевые; алюминивно-магниевые; кремнемагниевые; цинкомагниевые и медномагниевые.

Стальные и алюминиевые конструкции изготавливаются из прокатываемых, холодногнутых или прессованных полуфабрикатов и изделий с указанием их основных геометрических размеров. Сортамент включает в себя две основные группы этих полуфабрикатов - листовые и фасонные (швеллер, двутавр, уголки, трубы, канаты).

Для соединения отдельных элементов МК применяются сварные, болтовые и заклепочные соединения. Выбор вида соединения зависит от вида напряженного состояния соединяемых элементов, величины и характера действующей нагрузки, условий работы соединения и т.д.

Наиболее распространенными и экономичными являются сварные соединения. Для их выполнения, по сравнению с болтовыми и заклепочными соединениями, требуется меньше времени и металла.

Сварные соединения (рис. 3.1) имеют высокую прочность и могут выполняться как в заводских условиях (автоматическая и полуавтоматическая сварка), так и непосредственно на строительной площадке (ручная сварка). Недостатками сварных соединений являются деформация изделий от усадки сварных швов и возникновение остаточных напряжений в конструкциях. Методика расчета сварных соединений, работающих в различных условиях напряженного состояния, при эксплуатации дана в [23]. При этом сварные соединения, воспринимающие сдвигающие усилия, рассчитываются по сечениям металла шва и металла границы сплавления (рис. 3.1).

Болтовые соединения (рис. 3.2,а) применяются для выполнения рабочих и монтажных соединений, воспринимающих усилия растяжения,

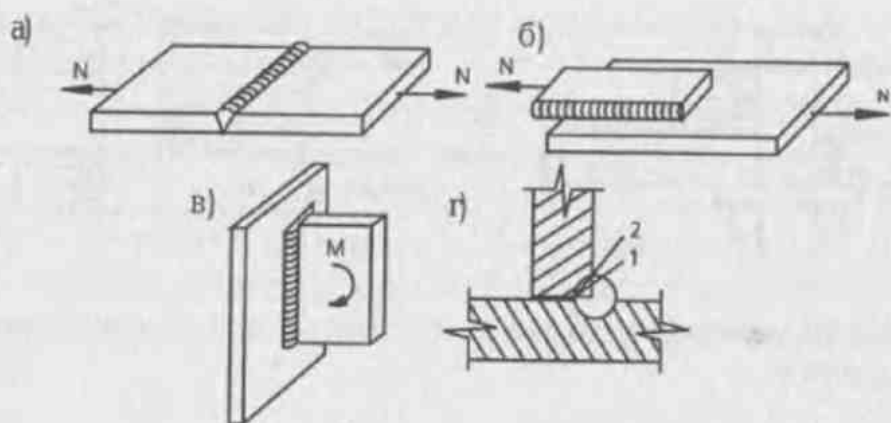


Рис. 3.1. Сварные соединения элементов металлических конструкций: а - стыковой шов, б, в - фланговый угловой шов; г - схема расчетных сечений (1 - сечение по металлу шва; 2 - сечение по металлу границы сплавления)

сжатия или сдвига. Эти соединения просты и надежны, однако требуют большего расхода металла на конструкцию вследствие ослабления сечений отверстиями. Из-за зазоров между болтом и отверстием соединения, работающие на сдвиг, обладают податливостью (деформативностью). В строительных конструкциях применяют болтовые соединения грубой, нормальной и повышенной точности. Величины зазоров между болтом и отверстием составляют для болтов грубой точности - 2–3 мм, а нормальной точности - 0,3–0,5 мм. Вследствие небольшой величины предварительного натяжения болтов и наличия зазоров эти соединения деформативны, поэтому они используются в неосновных соединениях, например, в фонарных конструкциях, связях и т.д. С целью уменьшения деформативности применяют болты повышенной точности, диаметр которых равен диаметру отверстия.

При определении количества болтов грубой, нормальной и повышенной точности, воспринимающих сдвигающее усилие в соединении, определяют минимальное значение несущей способности одного болта, приходящегося на один срез, из условия смятия стенок отверстия соединяемых элементов и из условия среза самого болта [23]. При этом учитывается количество срезов, приходящихся на один болт и коэффициент условия работы соединения.

Высокопрочные болты изготавливаются из высокопрочных термически упрочненных углеродистых или легированных сталей. Такие болты обеспечивают передачу сдвигающего усилия через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов. Для обеспечения надежности работы соединения болты затягиваются специальным тарировочным ключом, а для увеличения сил трения поверхности элементов вместе стыка обрабатываются стальными щетками, кварцевым песком, карборундовым порошком и т.д. [23].

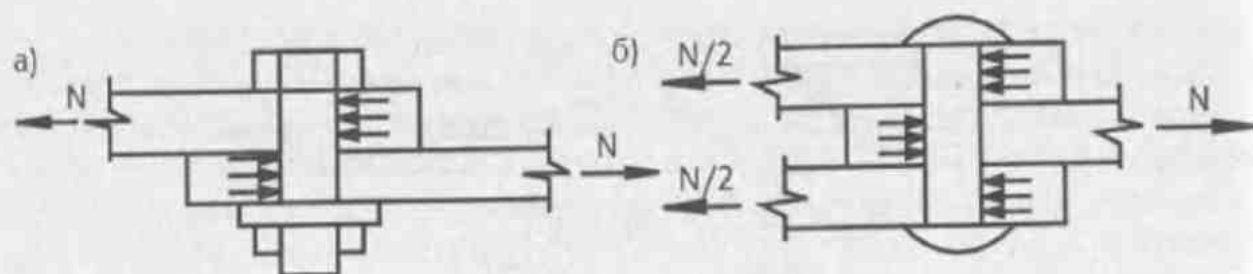


Рис. 3.2. Соединения элементов металлических конструкций: а - односрезное болтовое; б - двусрезное заклепочное

Болты повышенной точности и высокопрочные болты используются в ответственных рабочих и монтажных соединениях при изготовлении основных несущих конструкций. В конструкциях, воспринимающих динамические нагрузки, используются заклепочные соединения (рис. 3.2, б). Диаметр отверстий для установки заклепок на 1-1,5 мм больше диаметра заклепок. В соединениях заклепки ставят горячим или холодным способом. Предпочтение отдают горячему способу (заклепка перед помещением в отверстие пакета нагревается до температуры 800 - 1000 °С), так как при остывании стержень заклепки укорачивается и плотно стягивает между собой соединяемые элементы. Удары пневматического молотка по головке заклепки, установленной в отверстие, увеличивают диаметр стержня заклепки, плотно заполняющего отверстия соединяемых элементов. Расчет заклепочных соединений, работающих на сдвиг, аналогичен расчету соединений с использованием болтов грубой, нормальной и повышенной точности. При этом диаметр заклепки принимается равным диаметру отверстия. В отличие от болтовых соединений, соединения с применением заклепок используются только для восприятия сдвигающих усилий. Алюминиевые болты и заклепки изготавливают из алюминия той же марки, что и соединяемые элементы. Заклепки из алюминиевых сплавов ставят в холодном состоянии.

В несущих алюминиевых конструкциях могут использоваться стальные болты нормальной и повышенной точности, а также высокопрочные болты. При этом, для того чтобы исключить электрохимическую коррозию при соприкосновении алюминия со стальными болтами последние должны быть оцинкованы или кадмированы.

Правила размещения заклепок и всех видов болтов (в том числе высокопрочных) одинаковы и даны в [23].

В качестве ограждающих конструкций в зданиях производственного и общественного назначения применяются утепленные и холодные панели с использованием стальных или алюминиевых листов и элементов каркаса, выполненных из этих материалов.

Легкие теплые кровли, уложенные на металлические стропильные фермы, состоят из стального профилированного настила, эффективного

утеплителя, асфальтовой стяжки и 3-4-х слойного рубероидного ковра на битумной основе (рис. 3.3,а) [24].

Кровельные конструкции крепятся к прогонам в виде прокатных или гнутых швеллеров, прикрепленных к верхним поясам ферм в узлах (рис. 3.3,б), или непосредственно укладываются на верхние пояса ферм. Профилированный настил крепится к прогонам и верхним поясам ферм самонарезающимися болтами диаметром 6 мм с шагом 300 мм. Стыки профилированных настилов выполняются с применением заклепок диаметром 5 мм.

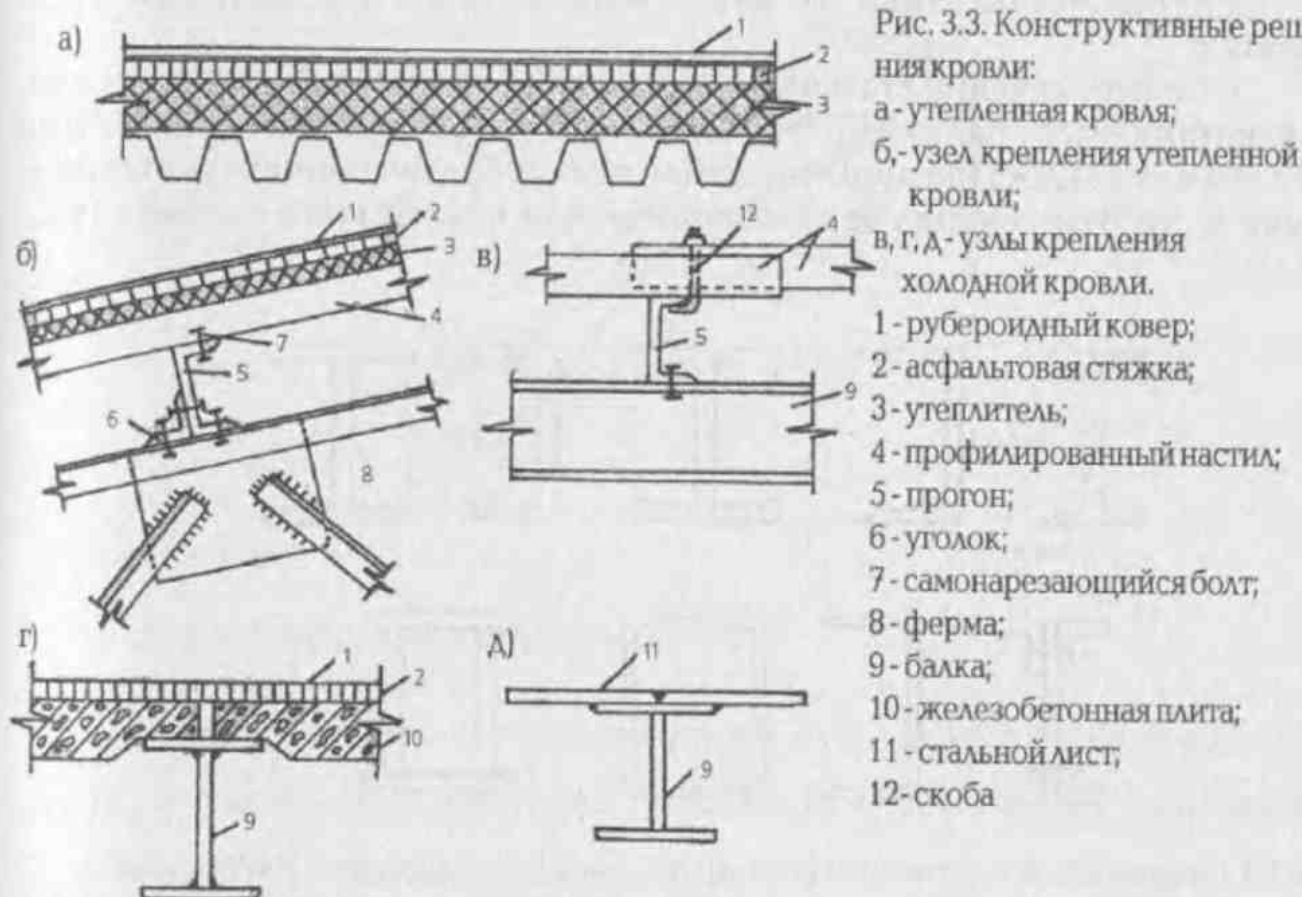


Рис. 3.3. Конструктивные решения кровли:

а - утепленная кровля;

б, - узел крепления утепленной кровли;

в, г, д - узлы крепления холодной кровли.

1 - рубероидный ковер;

2 - асфальтовая стяжка;

3 - утеплитель;

4 - профилированный настил;

5 - прогон;

6 - уголок;

7 - самонарезающийся болт;

8 - ферма;

9 - балка;

10 - железобетонная плита;

11 - стальной лист;

12 - скоба

В неотапливаемых зданиях и сооружениях профилированный стальной или алюминиевый настил непосредственно крепится к прогонам, опирающимся на несущие конструкции покрытия (рис. 3.3,в). Кровельные конструкции рассчитываются на поперечный изгиб, а стеновые панели на сжатие с изгибом. При использовании в качестве несущих конструкций стальных балок на них укладываются железобетонные плиты, а также стальной настил толщиной $6 \div 14$ мм, которые привариваются к балкам. В зависимости от отношения расчетного пролета стального настила к его толщине настил рассчитывается на поперечный изгиб, растяжение или растяжение с изгибом.

Балками называются конструктивные элементы сплошного сечения, работающие на изгиб. С помощью металлических балок в многоэтажных зданиях гражданского и промышленного назначений перекрываются пролеты от 6 м до 18 м, а в одноэтажных промышленных зданиях используются несущие балки покрытий пролетом до 24 м. Кроме этого, металлические балки применяются для путей под мостовые краны и подвесного транспортного оборудования, а также в качестве несущих элементов эстакад, рабочих площадок и других сооружений. По статической схеме различают балки разрезные и неразрезные. Неразрезные балки и однопролетные балки с жесткой заделкой в опорных частях менее металлоемки, но менее экономичны в изготовлении и при монтаже.

По типу сечений стальные балки бывают прокатными и составными, а алюминиевые балки могут быть прессованными и составными (рис. 3.4, а - г, е) [25]. При пролетах до 6 м целесообразно применять стальные балки из гнутых профилей швеллерного или коробчатого сечения (рис. 3.4, д).

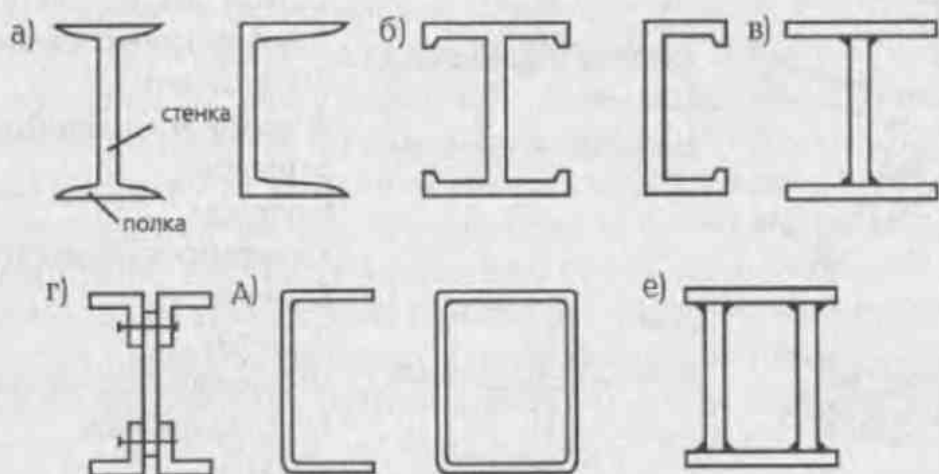


Рис. 3.4. Сечения балок: а - прокатных (двутавр, швеллер); б - прессованных (двутавр, швеллер); в - составных (сварных); г - составных (клепанных); д - гнутых; е - составных (коробчатого сечения)

Наиболее экономичными являются прокатные балки, в виде двутавра и швеллера, которые применяются в качестве несущих элементов покрытий и перекрытий, ригелей фахверка, подкрановых балок для кранов с небольшой грузоподъемностью. Расчет таких балок для эксплуатационных условий выполняют по предельным состояниям первой и второй групп. При этом для ряда случаев при расчете на прочность сечения, где действует максимальный изгибающий момент, учитывается развитие пластических деформаций [23]. В сечении, где действует максимальная поперечная сила, необходима проверка прочности стенки балки на срез от действия касательных напряжений. В зависимости от назначения балок прогиб таких конструкций не должен превышать $1/200$ - $1/600$ их пролета [23]. Кроме этого, для прокатных балок характерна

потеря их общей устойчивости. При этом происходит кручение балки, отклонение ее поясов в плане (рис. 3.5). Потеря общей устойчивости балки исключается в том случае, если действующая на нее нагрузка передается через железобетонные плиты, а также плоский стальной или профилированный настил, прикрепленные сваркой или болтами (жесткое соединение) к сжатому поясу балки вдоль всей ее длины. Однако из-за ограниченности сортамента прокатных и прессованных балок для восприятия больших нагрузок применяют балки составного сечения (рис. 3.4, в, г, е).

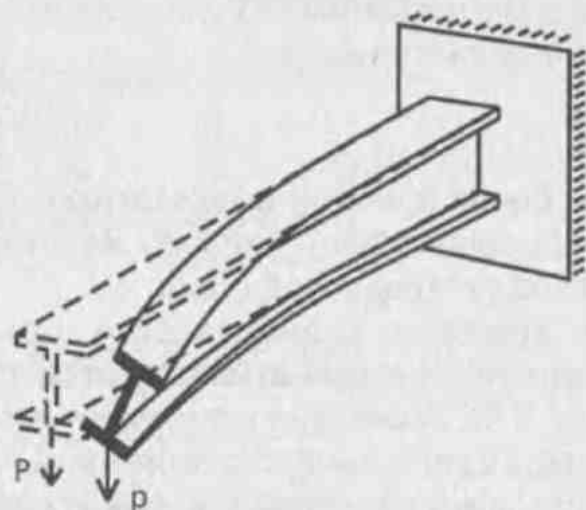


Рис. 3.5. Потеря общей устойчивости консольной балки

Общая устойчивость балки также сохраняется, если отношение ℓ_{ef}/b_f не превышает значений, указанных в [23], где ℓ_{ef} - расчетная длина балки, b_f - ширина полки балки.

Составные балки выполняются в основном двутаврового сечения, а в случае возникновения крутящего момента, вызванного эксцентрично приложенной эксплуатационной нагрузкой, применяют балки коробчатого сечения. Для изготовления составных балок применяют прокатные стальные листы, а в ряде случаев и фасонную сталь в виде прокатных уголков. По способу соединения между собой элементов составные балки разделяются на сварные и клепаные (рис. 3.4, в, г, е). Наиболее экономичным и менее трудоемким является сварное соединение. Клепаные балки применяются под тяжелые вибрационные и динамические нагрузки.

Экономичным решением при проектировании составных балок является компоновка их сечений из элементов с разными марками стали, а также изменение сечений балок вдоль ее пролета за счет уменьшения толщины и ширины полок. В расчетном сечении наибольшие нормальные напряжения при поперечном изгибе воспринимаются полками, которые

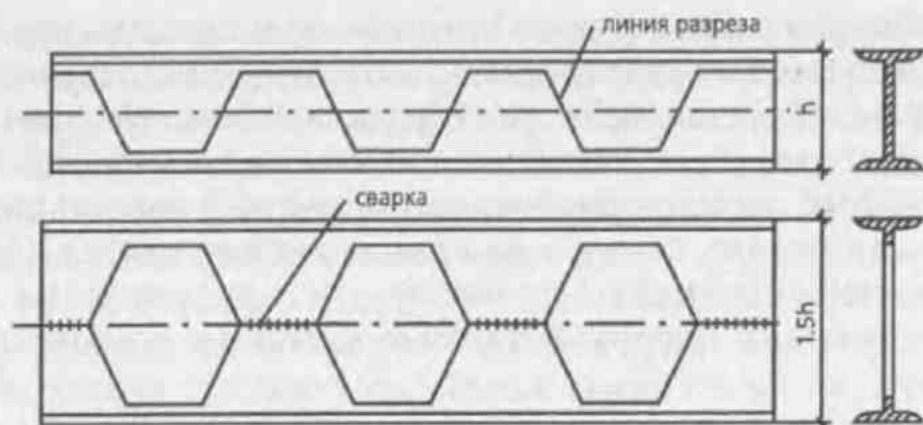


Рис. 3.6. Перфорированная балка, изготовленная путем разрезания и сварки стенки прокатного двутавра

могут выполняться из более прочной низколегированной стали, а стенка, воспринимающая небольшие напряжения, изготавливается из менее прочной и более дешевой углеродистой стали.

В последнее время в строительстве применяются балки с перфорированной стенкой, которые используются при больших пролетах и малых нагрузках (рис. 3.6). Такие балки получают в результате разрезания двутаврового горячекатанного профиля ломанной линией в продольном направлении. Затем обе части соединяются между собой сварными швами. При этом полученная балка имеет большую высоту сечения (на 50% от высоты исходного профиля), что позволяет без изменения материалоемкости увеличить прочность и жесткость конструкции по сравнению с исходной балкой. Применение перфорированных балок позволяет получить экономию стали до 20-30% [24].

Расчет составных балок на действие нормальных и касательных напряжений, а также проверка жесткости конструкций, выполняются аналогично прокатным балкам. Учет развития пластических деформаций при расчете сечения балки на действие нормальных напряжений возможен только в том случае, если удовлетворяются условия, зависящие от отношений: ширины полки к ее толщине; высоты стенки к ее толщине и величины касательных напряжений в месте наибольшего изгибающего момента [23].

В сварных составных балках необходим расчет прочности сварных швов, соединяющих полки балки со стенкой, на действие сдвигающих усилий. Помимо потери общей устойчивости, для составных балок возможна потеря местной устойчивости, которая характеризуется выпучиванием отдельных участков сжатой полки или стенки (рис. 3.7,а). Потеря местной устойчивости может произойти раньше потери общей устойчивости или прочности конструкции. Потеря местной устойчивости может произойти от нормальных напряжений (σ) в зоне действия максимального изгибающего момента ($M_{\max}$), касательных напряжений (τ)

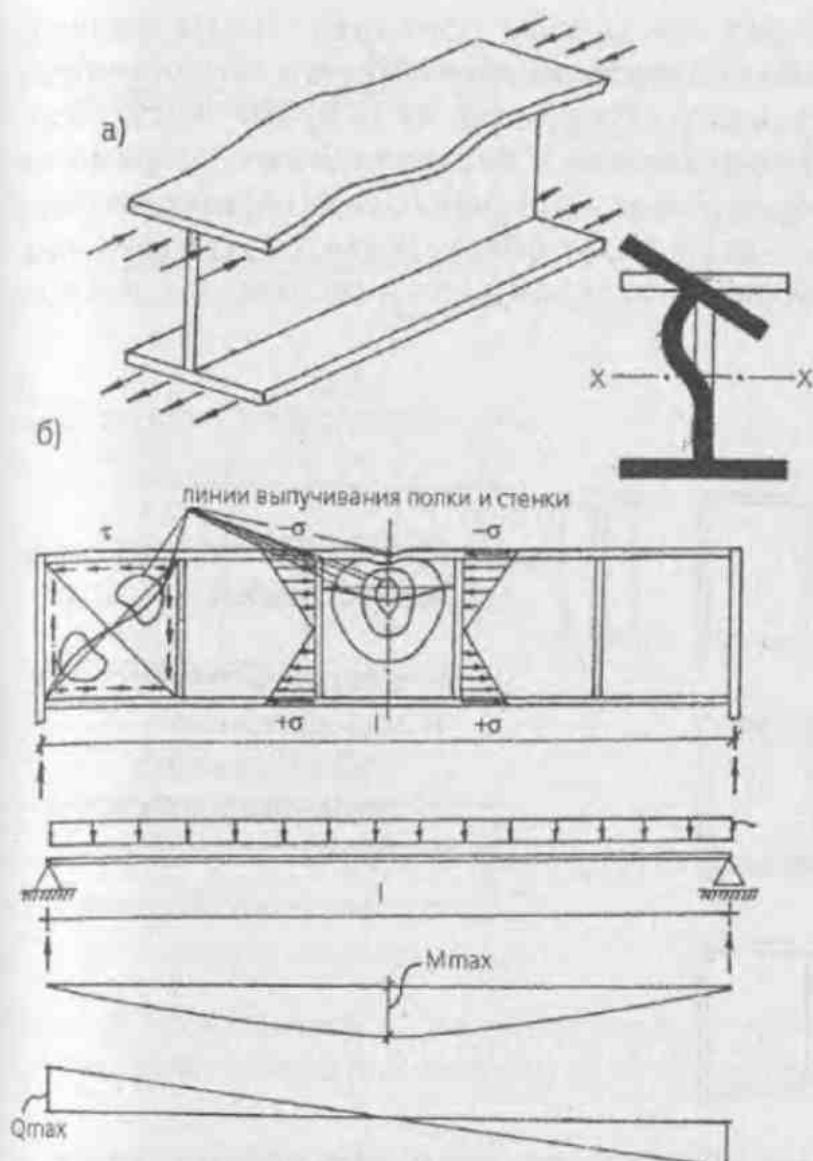


Рис. 3.7. Потеря местной устойчивости балки составного сечения: а - сжатой полки и стенки; б - зоны, в которых возможна потеря местной устойчивости балки от действия нормальных и касательных напряжений

(в зоне действия максимальных поперечных сил Q_{max}) и при совместном их действии (рис. 3.7,б). Кроме этого, потеря местной устойчивости может наблюдаться от действия сосредоточенных сил при опирании на верхнюю полку составной балки вышележащих конструкций (рис. 3.8). Общая устойчивость составных балок обеспечивается жестким соединением железобетонных плит или стальных настилов с верхними полками балок, а также уменьшением шага жестко опирающихся на составные балки

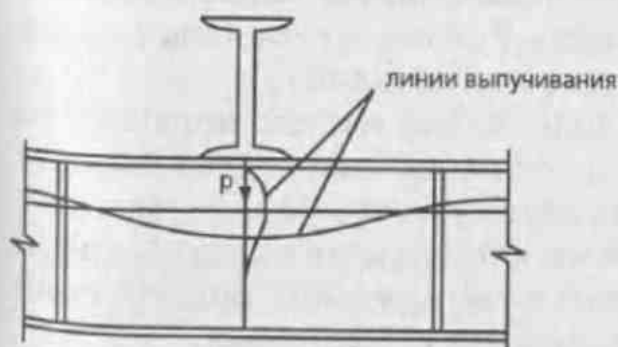


Рис. 3.8. Опирание балки из прокатного профиля на балку составного сечения

вышележащих конструкций или введением дополнительных связей. Эффективным способом повышения местной устойчивости тонкостенных элементов составной балки является укрепление их ребрами жесткости. Стенку балки разделяют горизонтальными и вертикальными ребрами на отдельные отсеки (рис. 3.9). Ребра крепятся к стенке балки сварными швами высотой 4-6 мм. Устойчивость сжатых полок обеспечивается усилением их стальными листами или прокатными уголками, соединенными с полкой сварными швами.

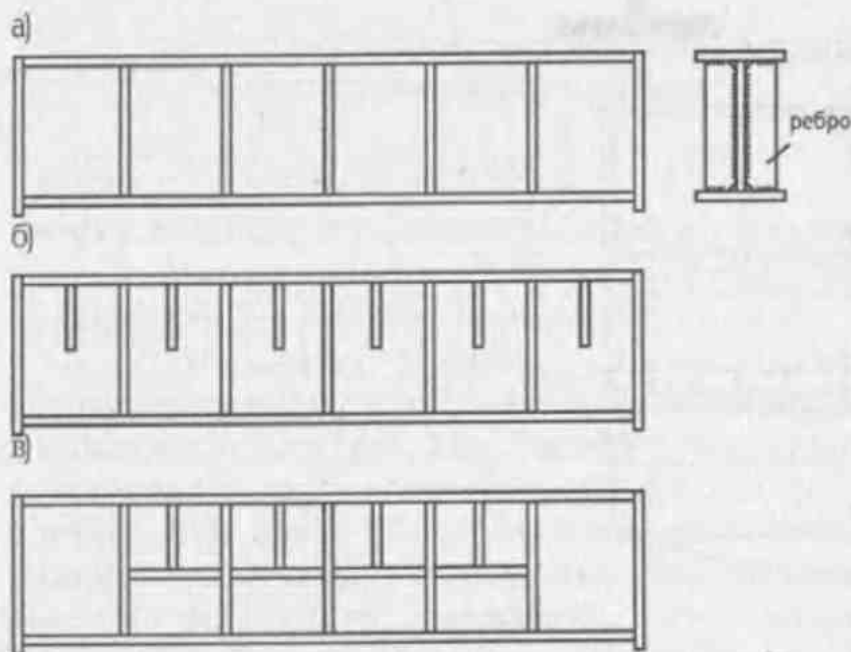


Рис. 3.9. Расстановка ребер жесткости в балке:

- а - поперечные ребра;
- б - дополнительные поперечные ребра;
- в - поперечные и продольные ребра

Система несущих балок, образующих покрытие или перекрытие зданий, а также, используемая для создания рабочих площадок, называется балочной клеткой. В практике строительства применяют следующие типы балочной клетки: упрощенные, нормальные и усложненные (рис. 3.10).

В упрощенной балочной клетке (рис. 3.10,а) нагрузка через настил передается на балки, а с балок - на нижерасположенные несущие конструкции (стены, колонны и т.д.).

В нормальной балочной клетке (рис. 3.10,б) нагрузка через настил передается на вспомогательные балки (балки настила), с вспомогательных балок - на главные балки. Вспомогательные балки могут опираться на верхние полки главных балок, в одном уровне с верхними полками главных балок или на нижние полки этих балок. Усилия от главных балок передаются на нижерасположенные несущие конструкции.

В усложненной балочной клетке (рис. 3.10,в) настил опирается на вспомогательные балки (балки настила), расположенные вдоль главных балок. Вспомогательные балки опираются на более мощные вспомогательные балки, расположенные поперек главных балок и соединенных с этими балками. Усилия от вышележащих конструкций передаются главными балками на нижние опорные конструкции.

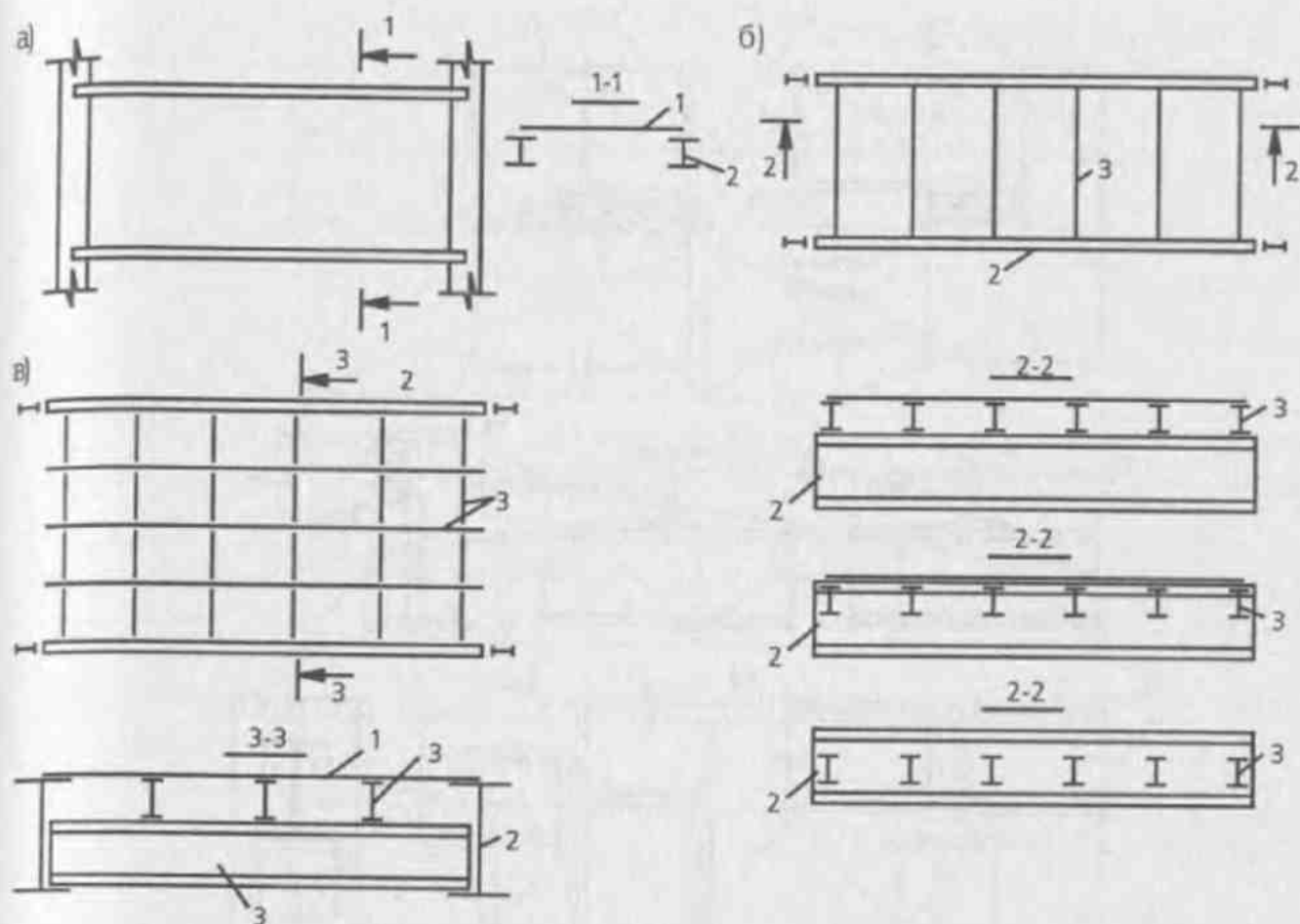


Рис. 3.10. Типы балочной клетки: а - упрощенная; б - нормальная; в - усложненная. 1 - настил покрытия или перекрытия; 2 - главная балка; 3 - вспомогательная балка

В балочных клетках шаг главных балок принимается от 6 до 9 м, вспомогательных балок, опирающихся на главные, - от 1,5 до 3 м, а балки настила проектируются с шагом 0,5-1,2 м.

Выбор типа балочной клетки зависит от конструкции перекрытия, наличия технологического оборудования, подвесного потолка и других факторов.

На рис. 3.11 показаны варианты конструктивного решения опор прокатных и составных балок на стены, на главные балки балочной клетки и на стальные колонны. В основном применяются шарнирные соединения с использованием болтов грубой и нормальной точности.

Жесткие соединения балок с колоннами предусматривают в случае проектирования рамного каркаса, а также, если балка перекрытия выполняет одновременно функцию распорки в вертикальных связях каркаса (рис. 3.12,а). На рис. (3.12,б) показано конструктивное решение жесткого соединения балок между собой.

Основными несущими конструкциями покрытия являются стропильные фермы (рис. 3.13). Фермой называют решетчатую сквозную конструкцию, состоящую из отдельных прямолинейных стержней, которые соединяются между собой в узлах. В зависимости от

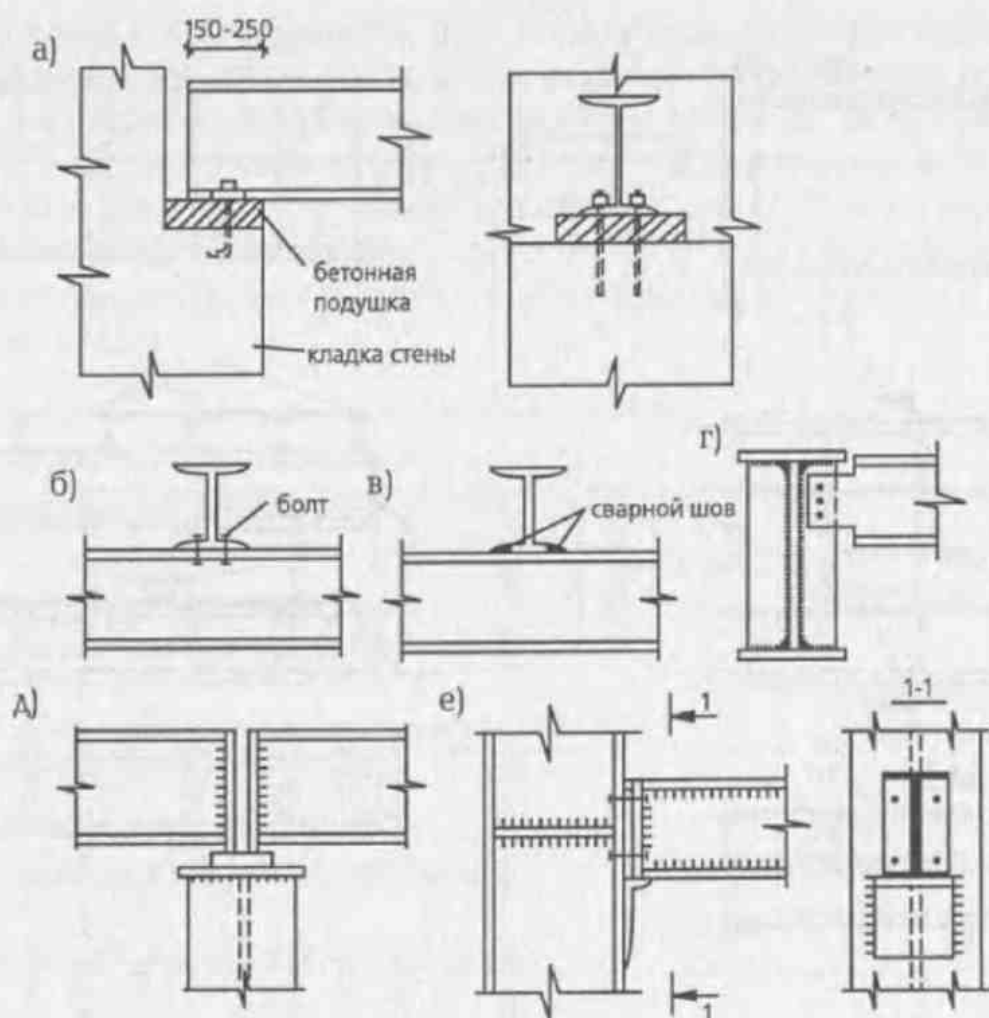


Рис. 3.11. Шарнирное опирание балок: а - на стену; б-г - главные балки; д, е - на колонну

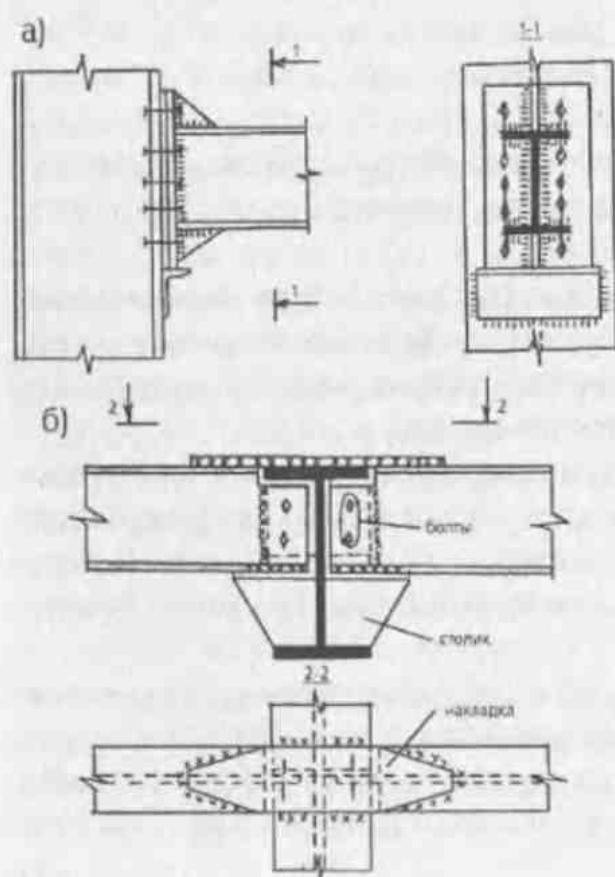


Рис. 3.12. Жесткое сопряжение балок:
а - с колонной,
б - с балкой

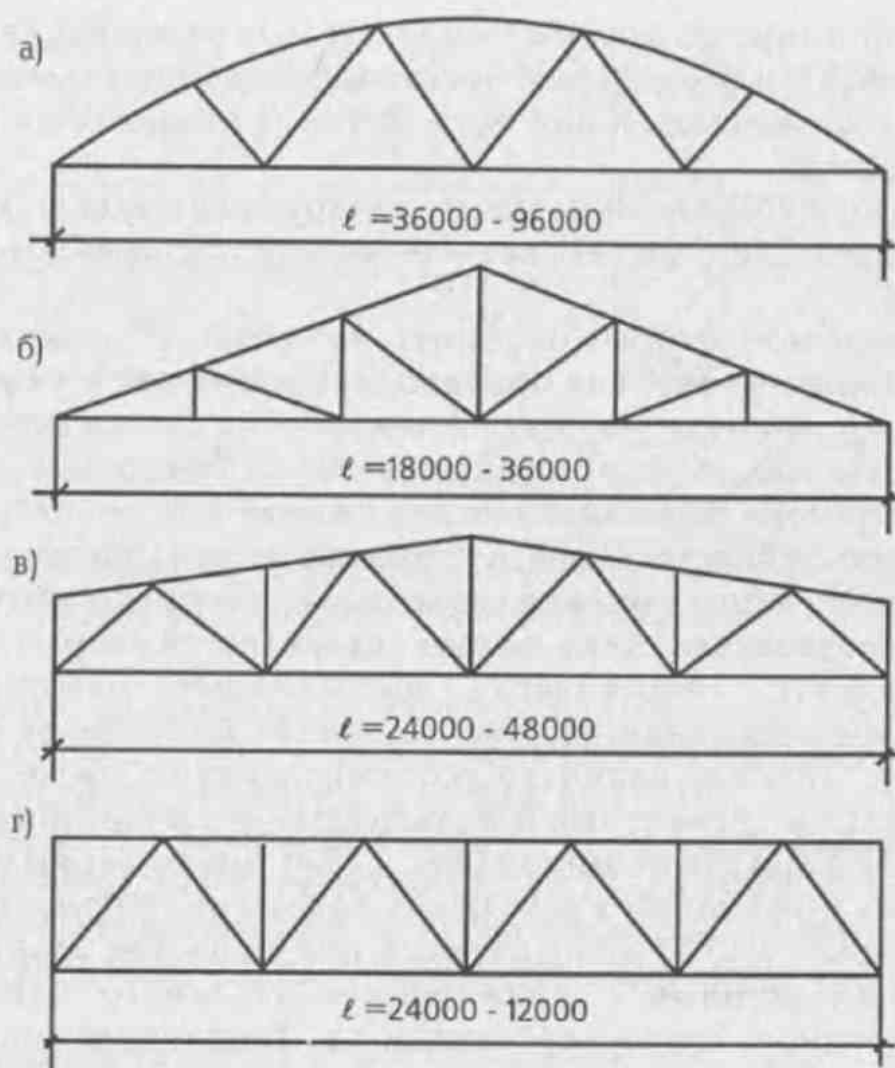


Рис. 3.13. Стропильные фермы: а - сегментного очертания; б - треугольного очертания; в - трапецидального очертания; г - с параллельными поясами

конструктивной схемы здания фермы могут опираться на несущие стены, стальные или железобетонные колонны. С помощью стропильных ферм перекрываются пролеты 18, 24, 36, 42, 48 м при шаге конструкций 6, 9 и 12 м. В отдельных случаях с помощью ферм перекрываются пролеты до 120 м. Если продольный шаг колонн больше расстояния между стропильными фермами (шаг ферм), то в этом случае часть стропильных ферм опирается на подстропильные фермы. Фермы используются не только в качестве конструкции покрытия, но и в качестве подкрановых и связевых конструкций. Фермы применяются в сооружениях, характеризующихся значительной величиной (до 120 м) перекрываемого пролета (ангары, вокзалы, спортивные залы, стадионы и т.д.), в конструкциях эстакад и трубопроводов. С использованием ферм выполняются башни, мачты, опоры ЛЭП и т.д.

Конструкция покрытия по фермам может быть с применением прогонов или беспрогонной. В первом случае по верхним поясам ферм (в местах узловых соединений элементов верхнего пояса) укладываются

стальные прогоны, на которые опираются ограждающие кровельные конструкции. При шаге ферм 6 м используются прогоны из прокатных двутавров и швеллеров, а при шаге ферм 12 м прогоны выполняют из гнутых швеллеров.

Во втором случае кровельные конструкции в виде железобетонных панелей или стального настила непосредственно укладываются на верхние пояса ферм.

В основном фермы работают на изгиб от действия внешней вертикальной нагрузки, как правило, приложенной в узлах. При этом верхние пояса работают на сжатие, нижние - на растяжение, а элементы решетки (раскосы, стойки) в зависимости от сочетания действующих внешних нагрузок - на растяжение или сжатие. В своей плоскости ферма является жесткой конструкцией, а устойчивость ее элементов из плоскости фермы обеспечивается системой связей и элементами покрытия.

Геометрическая схема фермы определяется очертанием поясов и видом решетки. Теоретически выгоднейшее очертание фермы соответствует очертанию эпюры балочного момента от невыгодного нагружения. Поэтому наиболее экономичными по расходу материала являются фермы сегментные и полигонального очертания, однако эти фермы сложны при изготовлении (рис. 3.13,а). Такие фермы используются для штучных и рулонных кровельных покрытий. Фермы треугольного очертания (рис. 3.13,б) используются при пролетах зданий до 36 м и кровлях, выполненных с применением стального или волнистого асбестоцементного листа, черепицы и т.д. Трапецеидальное очертание наиболее часто применяется для стропильных ферм (рис. 3.13,в), а прямоугольное очертание (ферма с параллельными поясами) является преимущественным очертанием для связевых ферм (рис. 3.13,г).

Высота ферм из условия минимальной металлоемкости и требуемой жесткости составляет $1/5-1/12$ ее пролета и зависит от очертания конструкции. Решетка, обеспечивающая неизменяемость конструкции и узловое приложение нагрузки, принимается в зависимости от очертания фермы. Расстояние между узлами решетки по верхнему поясу называется панелью фермы и составляет 1,5 или 3 м. Наиболее распространенной является треугольная решетка с уклоном ее раскосов под углом $45-50^\circ$ к нижнему поясу (рис. 3.14,а).

Недостатком треугольной решетки является значительная длина панелей поясов, особенно в большепролетных фермах. Для уменьшения длины панелей в таких фермах предусматривают установку стоек (рис. 3.14,б). В треугольной решетке восходящие раскосы работают на сжатие, а нисходящие раскосы - растянуты (рис. 3.14,а-г). Восходящие опорные раскосы имеют подкосы, предохраняющие первые панели верхних поясов от возможных повреждений во время транспортирования ферм и при их монтаже (рис. 3.14,а). Опорные стойки изготавливаются отдельно от ферм и соединяются с ними болтовыми соединениями в проектном положении конструкций. При небольших высотах ферм возможно использование

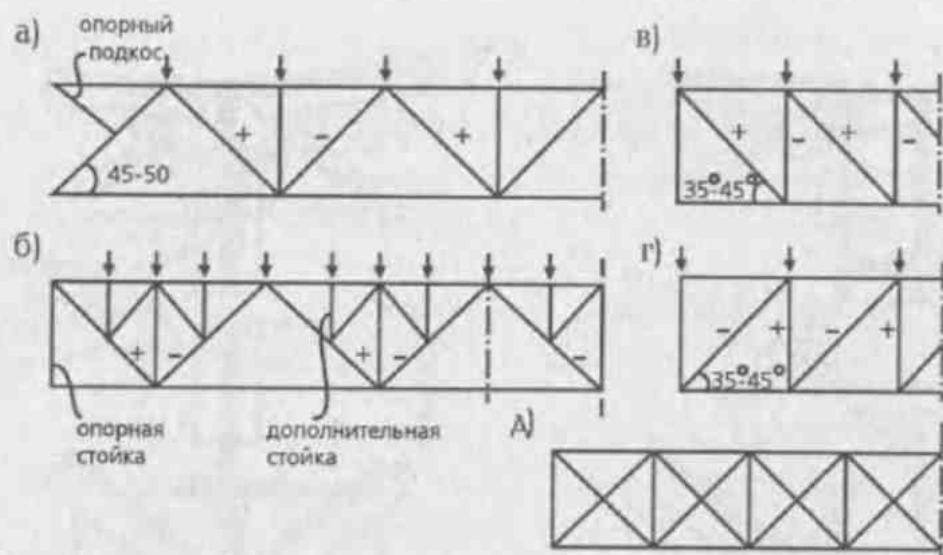


Рис. 3.14. Системы решеток ферм: а - треугольная; б - тоже с дополнительными стойками; в - раскосная с нисходящими раскосами; г - тоже с восходящими раскосами; д - с крестовой решеткой

раскосной решетки, элементы которой расположены под углом $35-45^\circ$ к нижнему поясу (рис. 3.14, в, г). Целесообразно проектировать решетку так, чтобы раскосы были растянуты, а стойки при этом - сжаты. Крестовую решетку применяют в фермах, работающих на знакопеременную нагрузку. В такой решетке раскосы работают только на растяжение (рис. 3.14, д). Наиболее распространенными в практике строительства являются фермы, элементы которой выполнены из парных стальных прокатных уголков или из труб.

Примерами таких конструкций являются типовые стропильные фермы, разработанные научно-исследовательским институтом ЦНИИПроектстальконструкция. Фермы с применением стальных уголков приведены в серии 1.460-2 - для кровли из железобетонных ребристых плит и 1.460-4 - для кровли из стального профилированного настила.

Элементы решетки таких ферм стыкуются с элементами верхнего и нижнего пояса с помощью фасонок, к которым эти элементы крепятся сварными швами (рис. 3.15). Для обеспечения совместной работы уголков они соединяются между собой по длине прокладками. Фермы пролетом 18 и 24 м состоят из двух отправочных марок, а пролетом 30 и 36 м - из трех отправочных марок. На строительной площадке отдельные отправочные марки соединяются между собой в укрупнительных узлах болтами грубой точности и монтажной сваркой (рис. 3.16).

По сравнению с фермами из парных уголков фермы из труб имеют ряд преимуществ: радиус инерции трубчатых элементов во всех направлениях одинаков и при меньшем периметре этих элементов его значение больше чем у элементов, выполненных из парных уголков; элементы решетки крепятся к поясам сварными швами без применения фасонок (рис. 3.17, 3.18), масса таких ферм по сравнению с фермами из уголков ниже на 20-30% [26].

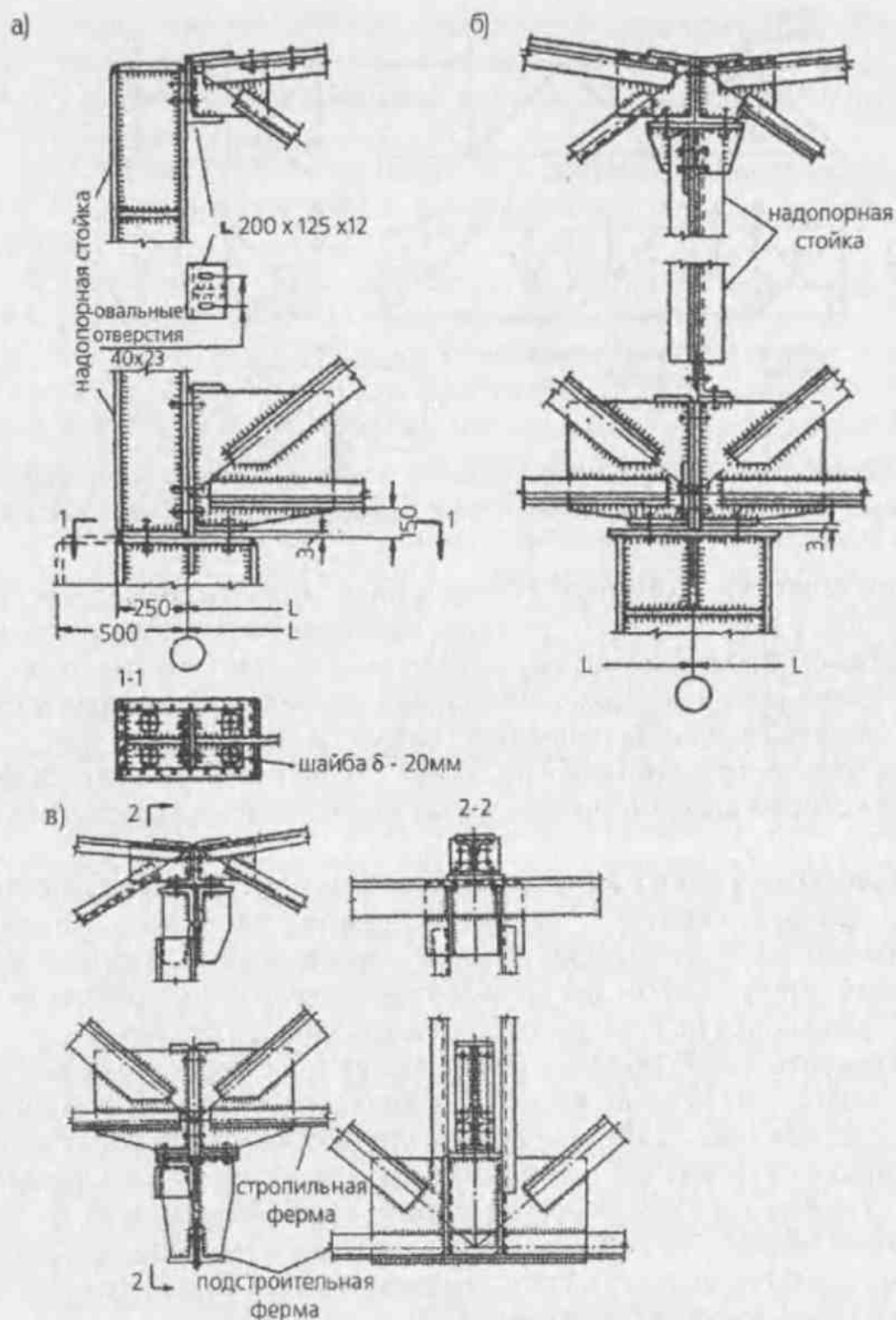


Рис. 3.15. Опорные узлы типовых стропильных ферм: а - опирание на крайнюю колонну; б - опирание на среднюю колонну; в - опирание на подстроительную ферму

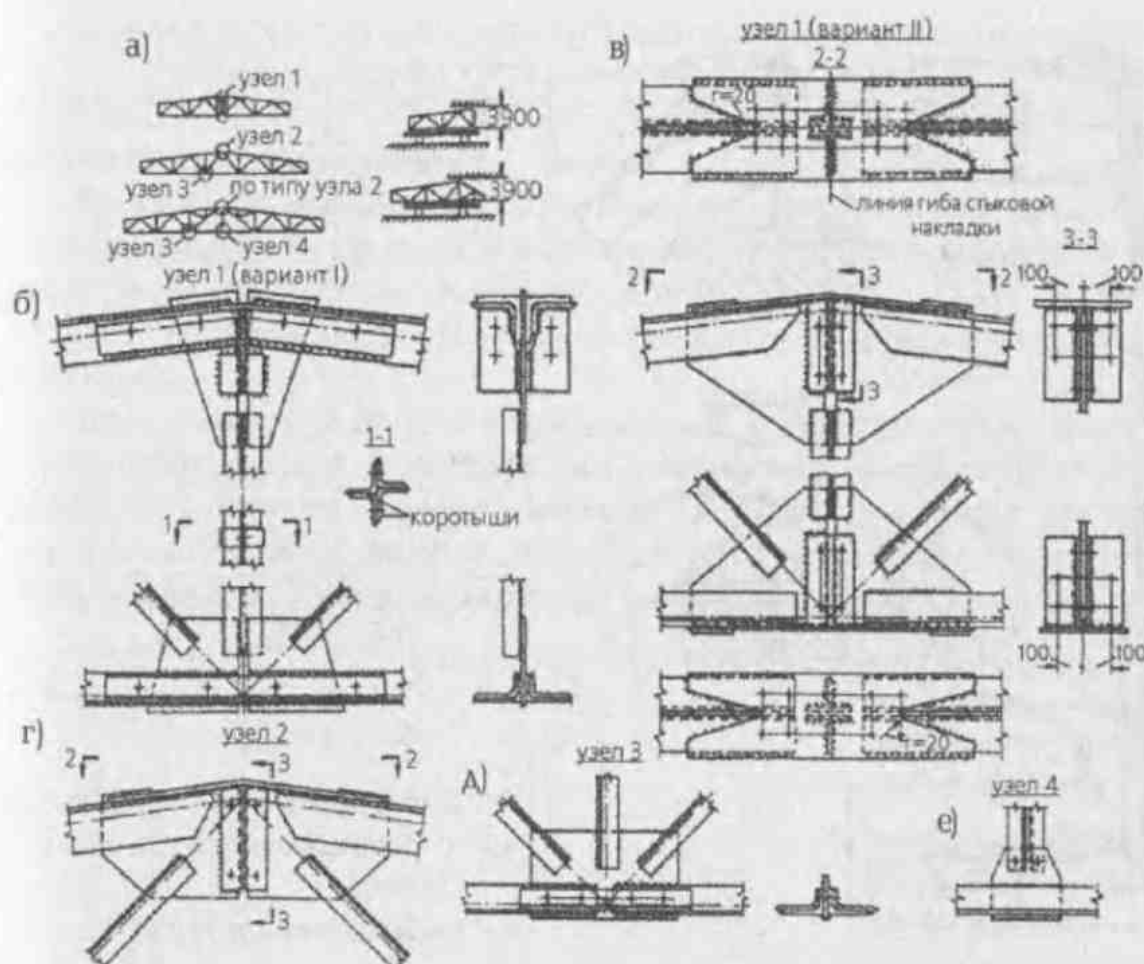


Рис. 3.16. Укрупнительные узлы ферм: а - схемы ферм и положение их при перевозке; б-е - укрупнительные узлы

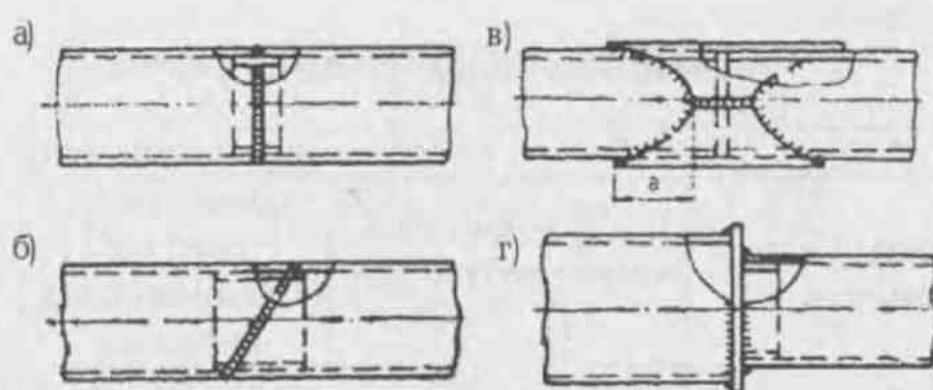


Рис. 3.17. Стыковые соединения элементов трубчатых ферм: а - встык на подкладном кольце; б - косым швом; в - при помощи фигурных накладок; г - при помощи торцевых прокладок

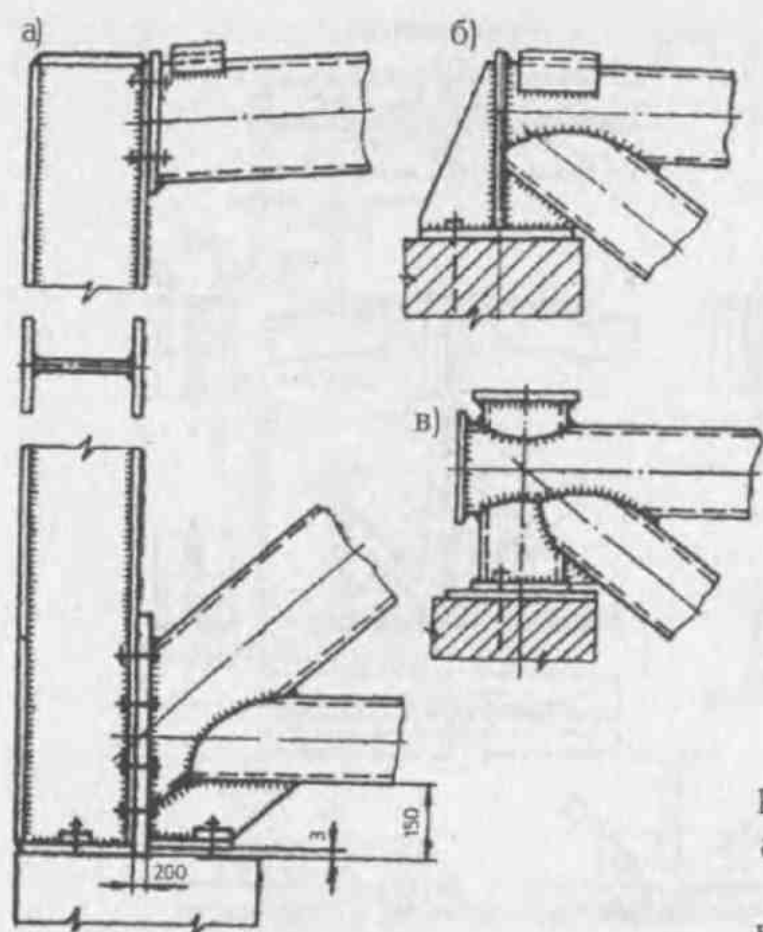


Рис. 3.18. Опорные узлы трубчатых ферм:
а, б - с использованием стальных
листов;
в - с использованием трубы

Сжатые элементы верхних поясов и элементов решетки рассчитываются на сжатие из условий прочности и устойчивости. При этом расчетные длины этих элементов для определения их гибкости в плоскости и из плоскости фермы определяются по табл. 3.1.

Таблица 3.1.

Расчетные длины элементов фермы

Продольный изгиб элемента	Наименование элементов			
	пояса	опорные раскосы и стойки	элементы из труб со сплюснутыми концами	прочие элементы решетки
1	2	3	4	5
В плоскости фермы	ℓ	ℓ	$0,95\ell$	$0,8\ell$
Из плоскости фермы	ℓ_1	ℓ_1	$0,95\ell$	ℓ

В таблице 3.1: ℓ - расстояние между узлами фермы (геометрическая длина элемента); ℓ_1 - расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Растянутые элементы нижнего пояса и решетки рассчитываются на прочность. Гибкость сжатых и растянутых элементов фермы не должна превышать предельного значения, приведенного в [23]. Расчет на прочность проверяются узловые соединения отдельных элементов конструкции.

Колонны служат для передачи эксплуатационной нагрузки от вышерасположенных конструкций покрытия и перекрытия через фундаменты на грунт. Колонна состоит из трех основных частей (рис. 3.19,а): оголовка, на которой опираются вышележащие конструкции; стержня, воспринимающего нагрузки; базы, передающей давление колонны

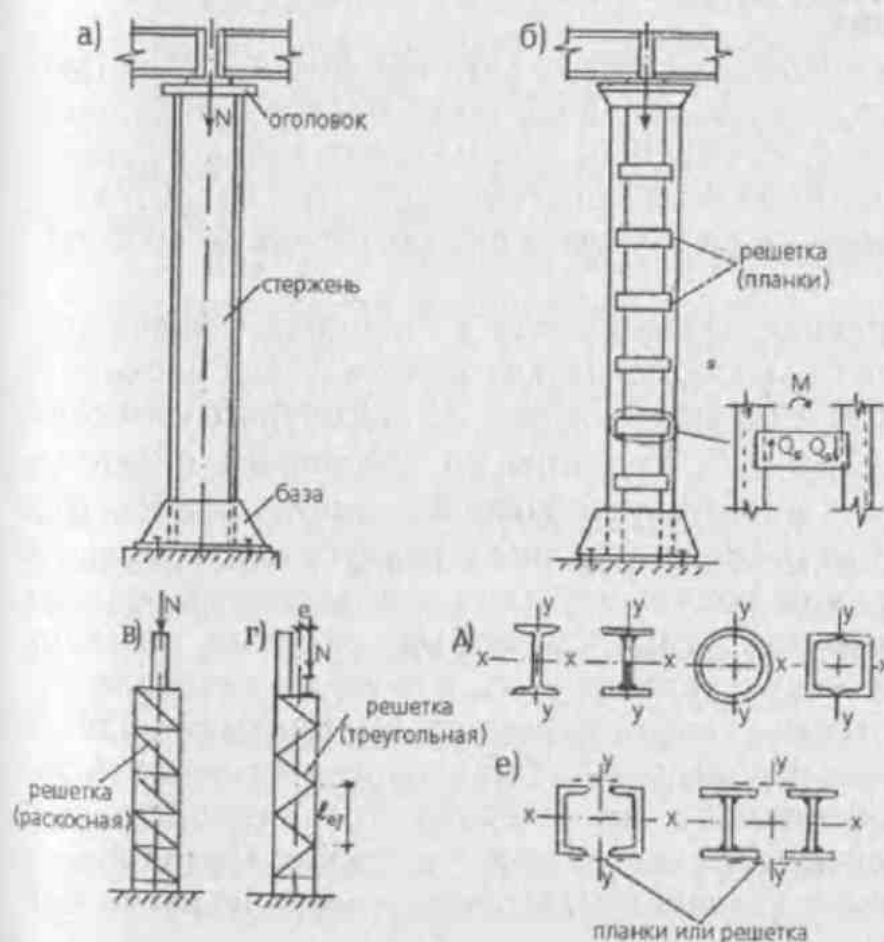


Рис. 3.19. Колонны:
а - центрально - сжатая сплошного постоянного по высоте сечения;
б - центрально - сжатая сквозного постоянного по высоте сечения;
в - ступенчатая центрально - сжатая;
г - тоже внецентренно - сжатая;
д - типы сечений сплошных колонн;
е - типы сечений сквозных колонн

на фундамент. Металлические колонны изготавливаются из стали. Алюминиевые сплавы из-за их низкого модуля упругости применяются для малонагруженных колонн в сборно-разборных зданиях.

Различают колонны: с постоянным и переменным (ступенчатым) по высоте сечением; сплошным и сквозным сечением, а по способу изготовления - сварные и клепаные (рис. 3.19,а,б). Колонна, воспринимающая усилие от нагрузок, приложенное в центре тяжести сечения, называется центрально-сжатой (рис. 3.19,в). Если продольная сила не совпадает с центром тяжести сечения или к стержню приложены

поперечные нагрузки (ветер, тормозные усилия от крана), то кроме сжатия возникает поперечный изгиб и колонна, работающая на внецентренное сжатие, называется внецентренно-сжатой (рис. 3.19,г). Выбор типа колонны определяют минимальным расходом металла и наименьшей трудоемкостью изготовления. Сплошные и сквозные колонны, имеющие стержни постоянного сечения, наиболее распространены при центральном сжатии. При этом сплошные колонны применяют при больших нагрузках и небольших высотах, а сквозные - при больших высотах. Поперечные сечения сплошных центрально-сжатых колонн показаны на рис. (3.19,д).

Широко применяются двутавровые сечения, выполненные из прокатного обычного и широкополочного профилей, а также сварные, выполненные из отдельных элементов. Недостатком таких профилей является их меньшая устойчивость относительно оси Y. Наиболее рациональными, с точки зрения равноустойчивости, являются замкнутые сварные и трубчатые сечения.

Стержни сквозных колонн состоят из двух или более ветвей (рис. 3.19,е), которые соединяются между собой системой планок или решеток (рис. 3.19,б-г,е). Вид профиля, из которого выполняются ветви колонны, зависит от нагрузки, воспринимаемой конструкцией. При нагрузках от 1500 кН до 2500 кН применяются швеллеры, а при нагрузках до 4000 кН - двутавры [27].

Соединительные планки применяются в колоннах с расчетной нагрузкой до 2500 кН. При больших нагрузках используется раскосная решетка с распорками и без них, выполненная из одиночных уголков с гибкостью $\lambda \leq 150$ (рис. 3.19,в,г). Колонны со сплошным сечением рассчитываются на прочность и общую устойчивость с учетом наибольшей гибкости, которая зависит от расчетной длины и радиуса инерции вдоль осей X и Y. При определении расчетных длин учитываются условия закрепления концов колонны [23]. Сплошные сварные сечения рассчитываются только на общую устойчивость, а сечения, ослабленные отверстиями, рассчитываются из условия прочности. Элементы сплошного сечения колонн (стенка, свесы полки) должны быть запроектированы таким образом, чтобы была обеспечена их местная устойчивость. Для обеспечения местной устойчивости свесов полки и стенок двутаврового сечения необходимо выполнять условия предельного отношения расчетной ширины свеса b_{ef} или расчетной высоты стенки h_{ef} к их толщинам [23]. Если эти условия невозможно выполнить свесы полки усиливаются окаймлением, а стенка поперечными и продольными ребрами (рис. 3.20).

Ветви сквозных колонн, имеющих ослабления (при креплении раскосов или планок заклепками или болтами), проверяются на прочность. Стержень колонны должен быть также рассчитан на устойчивость. Стержень колонны, состоящий из двух ветвей в виде швеллеров, имеет материальную ось X, пересекающую ветвь и свободную ось Y, пересекающую раскосы или планки (рис. 3.19,е). Расчет гибкости стержня

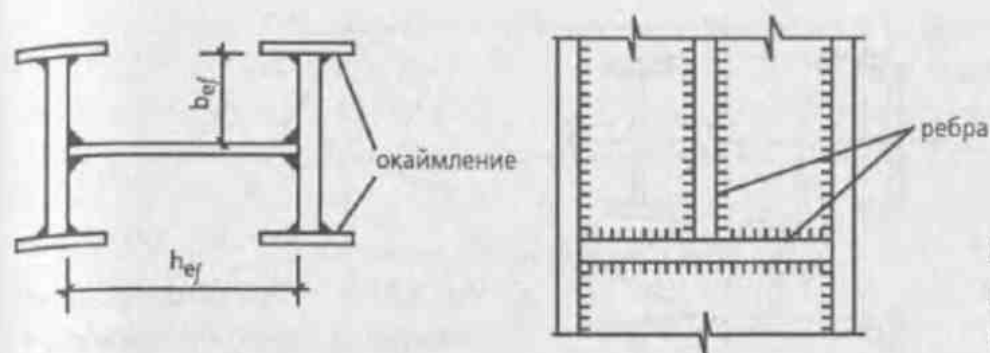


Рис. 3.20. Усиление свеса полки и стенки колонны сплошного сечения

сквозной колонны относительно материальной оси аналогичен расчету гибкости колонны сплошного сечения, а относительно свободной оси определяют приведенную гибкость, которая зависит от конструкции соединения ветвей (раскосами или планками).

В предельном состоянии центрально-сжатого стержня, когда продольная сила достигает критического значения, наблюдается искривление стержня, что вызывает в нем изгибающий момент (M) и, как следствие этого, - поперечную силу (Q_s), которая называется условной. На действие этой поперечной силы выполняется расчет раскосов из условия прочности и устойчивости.

В случае применения соединительных планок последние рассчитываются на поперечный изгиб и срез от действия условной поперечной силы Q_s (рис. 3.19,б). Выполняется также расчет соединения раскосов или планок с ветвями стержня колонны.

В общем случае внецентренно-сжатые колонны воспринимают продольное усилие сжатия, а также изгибающие моменты и поперечные силы, действующие относительно осей X и Y . Для одноэтажных промышленных зданий изгибающий момент и поперечная сила относительно оси X определяются в результате статического расчета поперечных рам здания, а относительно оси Y - на основании расчета продольных рам, расположенных вдоль здания.

Сплошные симметричные сечения внецентренно-сжатых колонн применяются при действии изгибающих моментов в двух плоскостях, т.е. относительно осей X и Y (рис. 3.19,д). При больших усилиях с односторонним моментом проектируются несимметричные сечения (рис. 3.21,а). Стержень таких колонн проверяется на прочность из условия сжатия и действия изгибающего момента в одной или двух плоскостях. При этом нормы [23] разрешают учитывать развитие пластических деформаций в расчетном сечении. Кроме этого, проверяется общая устойчивость стержня колонны в плоскости и из плоскости действия изгибающего момента. Для двутавровых сплошных сечений необходима проверка местной устойчивости сжатых полок, а также стенки. Симметричные сечения внецентренно-сжатых колонн применяются при небольших усилиях и изгибающих моментах, действующих в двух плоскостях (рис. 3.19,е). При действии одностороннего момента более рациональны несимметричные сечения (рис. 3.21,б). Для удобства крепления раскосов

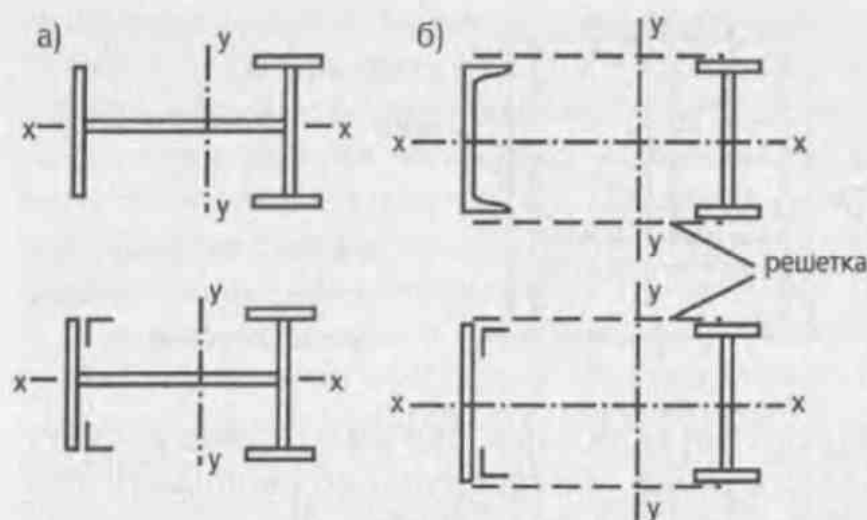
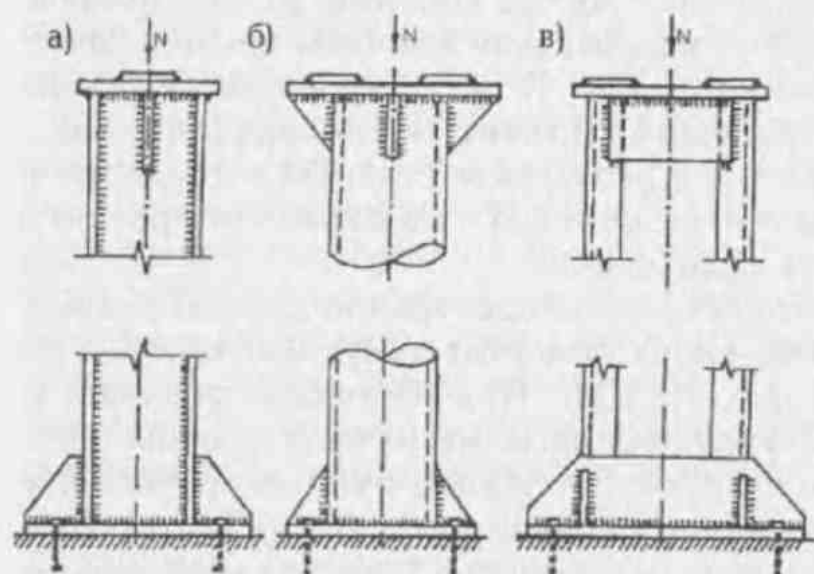


Рис.3.21 Несимметричные сечения внецентренно-сжатых колонн:
а - сплошные;
б - сквозные

ширина ветвей колонны принимается одинаковой. Сквозная колонна работает подобно ферме с параллельными поясами. На прочность проверяются более и менее нагруженные ветви конструкции [23]. Ветви колонны проверяют на устойчивость в плоскости ветви на расстоянии между узлами соединительной решетки ℓ_{ef} (рис. 3.19,г) и из плоскости ветви с учетом расчетной длины ветви из плоскости колонны.

На действие поперечных сил проверяется прочность элементов соединительной решетки и их соединение с ветвями колонны (рис. 3.19,б).



3.22. Конструктивные решения оголовка и базы колонн:
а - оголовка и база колонны сплошного сечения в виде сварного двутавра;
б - тоже в виде трубы;
в - тоже сквозной колонны

На рис. 3.22 показаны конструктивные решения оголовка и базы колонны.

К плоскостным распорным конструкциям относят арки и рамы.

Арка представляет собой конструкцию криволинейного очертания. Стальными арками перекрываются пролеты от 30 м до 150 м. По очертанию различают арки: пологие параболические с отношением высоты подъема к

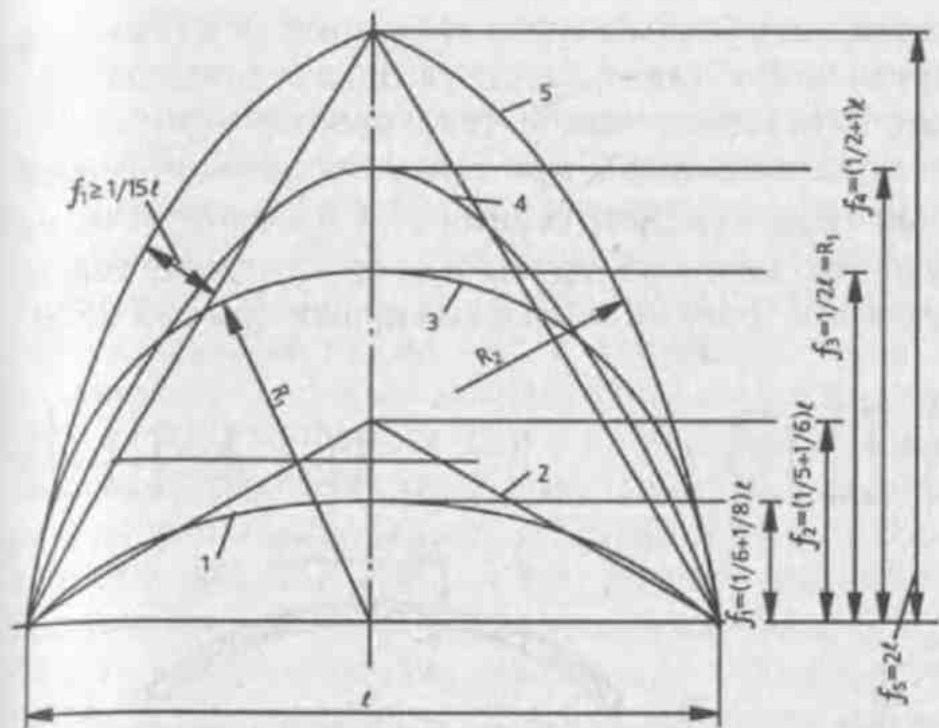


Рис. 3.23. Типы арок по их очертанию:

- 1 - пологая параболическая;
- 2 - прямолинейная;
- 3 - полукруглая;
- 4 - подъемистая;
- 5 - стрельчатая

пролету $f/l = 1/4 \div 1/8$; прямолинейные с $f/l = 1/5 \div 1/6$; полукруглые, подъемистые и стрельчатые $f/l \leq 1/2$ (рис. 3.23).

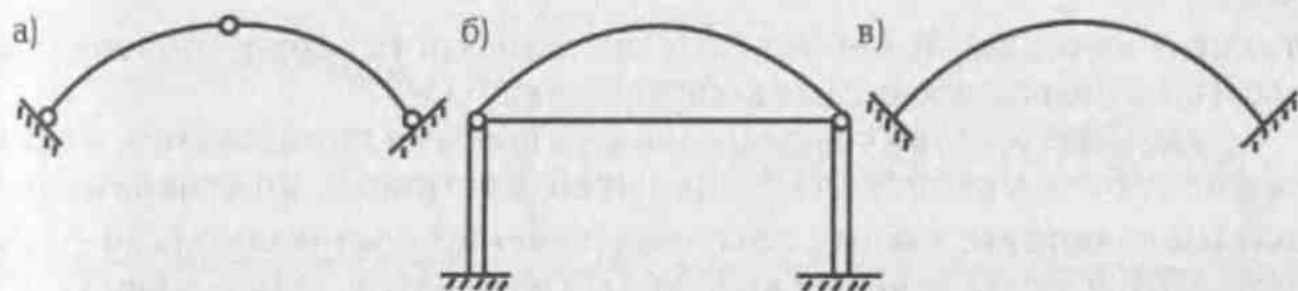


Рис. 3.24. Типы арок по статической схеме их работы: а - трехшарнирная; б - двухшарнирная; в - бесшарнирная

По статической схеме арки подразделяются на трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные (рис. 3.24).

Наиболее металлоемкими из-за больших изгибающих моментов при действии вертикальной равномерно распределенной нагрузки являются трехшарнирные арки. Такие арки менее чувствительны к осадкам опор. В бесшарнирных арках эти моменты минимальны, поэтому они самые легкие. Однако, применение бесшарнирных арок возможно только на недеформируемых грунтах. Двухшарнирные арки менее чувствительны к температурным и деформационным воздействиям по сравнению с бесшарнирными и более жесткие, чем трехшарнирные.

Кроме этого, в двухшарнирных арках наблюдается более равномерное распределение изгибающих моментов. Такие арки

экономичны по расходу металла, просты в изготовлении и монтаже, что способствует широкому применению таких конструкций в строительстве.

Сечение арок может быть как сплошное, так и сквозное (рис. 3.25). Арки сплошного сечения, применяющиеся при пролетах до 60 м, имеют высоту сечения (h) $1/50-1/80$ пролета конструкции (l). Сплошное сечение арок выполняют в виде сварного двутавра, трубы и составных сечений из двух швеллеров или двутавров, соединенных планками (рис. 3.25,а).

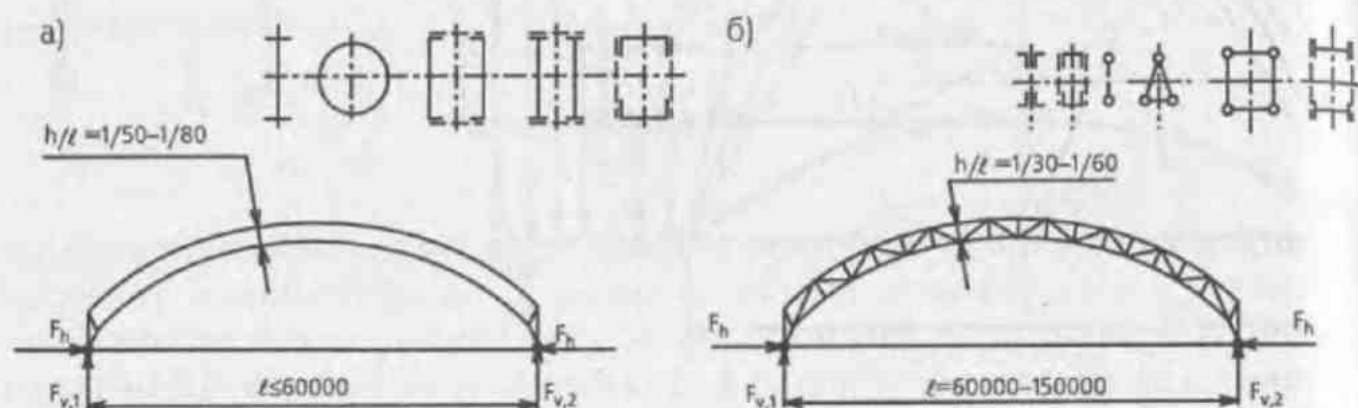


Рис. 3.25. Конструктивные схемы и типы сечений двухшарнирных арок: а - сплошных; б - сквозных

Составные сечения более жестки из плоскости арки, поэтому их используют в большепролетных конструкциях.

Сквозные сечения с параллельными поясами применяются в арках пролетом от 60 м до 150 м. Из-за меньшей жесткости, по сравнению со сплошным сечением, высота сквозных сечений составляет $1/30 \div 1/60$ пролета. Пояса таких сечений выполняют из уголков, швеллеров, труб и двутавров. Пояса в сквозных арках соединяются между собой решетчатыми элементами из одиночных уголков, швеллеров и двутавров (рис. 3.25,б).

Прочность сплошного сечения в плоскости арки проверяется на внецентренное сжатие, а из плоскости на сжатие из условия устойчивости. Сплошные двутавровые сечения проверяются на местную устойчивость стенки и свесов сжатой полки.

Сечения сквозных арок рассчитываются аналогично сечениям ферм. При этом усилия в поясах определяются от действия изгибающего момента и нормальной силы.

Распор арок может восприниматься жесткими опорами (рис. 3.24,а,в), а в случае установки арок на колонны или кирпичные стены - затяжкой, которая рассчитывается на растяжение (рис. 3.24,б).

Рама состоит из стоек и ригеля прямолинейного, ломанного или криволинейного очертания. При шарнирном опирании ригеля на стойки последние жестко соединяются с основанием. Жесткое сопряжение ригеля и стоек, а также жесткое соединение стоек с основанием позволяет увеличить жесткость конструкции в ее плоскости и снизить ее

металлоемкость. Рамы целесообразно проектировать при пролетах 24 - 80 м.

Различают рамы: трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные (рис. 3.26). Наибольшие изгибающие моменты от вертикальной равномерно распределенной и сосредоточенной горизонтальной нагрузок наблюдаются в карнизах рамы, что способствует увеличению металлоемкости конструкции (рис. 3.27). Менее металлоемкими являются двухшарнирные рамы, которые также как и трехшарнирные менее чувствительны к осадкам опор. Самые экономичные по расходу металла - бесшарнирные рамы. Однако работа этих конструкций зависит от осадки опор и температурных воздействий. Сечения рам могут быть сплошными и сквозными. Наиболее распространенным сплошным сечением является сварной двутавр (рис. 3.28). Высоту сечения ригеля сплошных рам принимают $1/20-1/40$ ее пролета, но не более 2 м. При пролетах более 60 м более экономичными являются сквозные сечения, аналогичные решетчатым фермам. Высота сечения ригеля двухшарнирных и бесшарнирных сквозных рам принимается равной соответственно: $1/8-1/15$ и $1/12-1/20$ пролета. Аналогично аркам, пояса сквозных рам изготавливаются и соединяются между собой решеткой из прокатных уголков, труб, швеллеров.

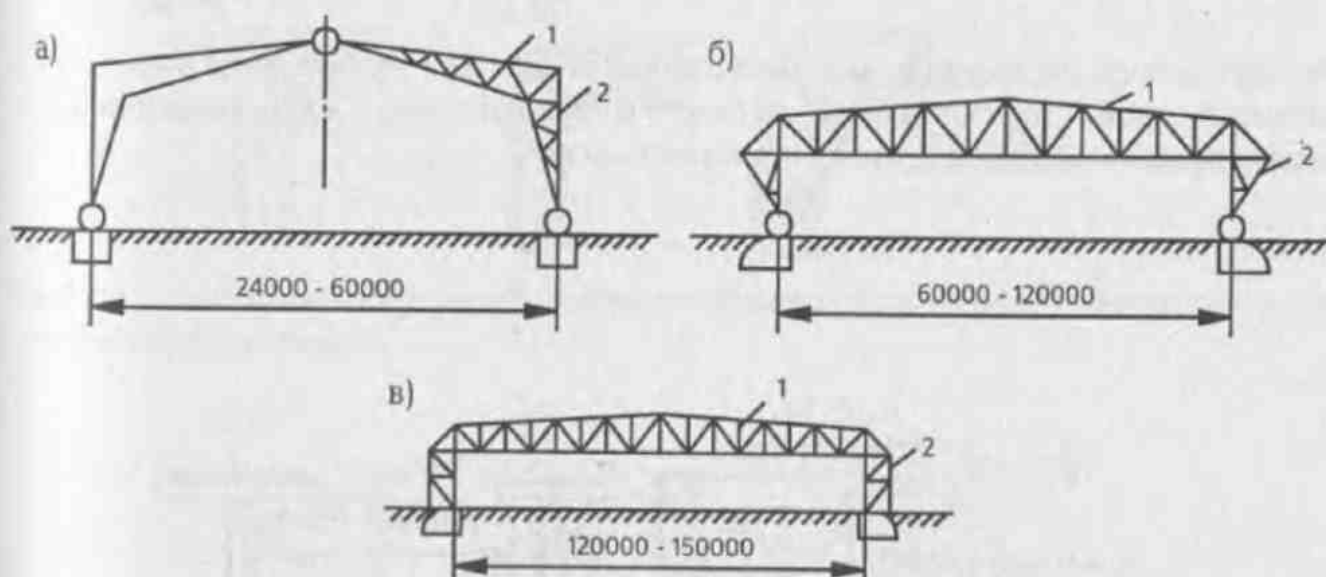


Рис. 3.26. Типы рам: а - трехшарнирная; б - двухшарнирная; в - бесшарнирная. 1 - ригель; 2 - стойка

Распор в рамах воспринимается опорами или затяжкой, расположенной на уровне опорных шарниров ниже уровня пола или на уровне карнизов (рис. 3.29). Расчет рам выполняется на действие изгибающего момента, продольной и поперечной сил.

Наиболее ответственное сечение в рамах расположено в карнизном сопряжении ригеля и стойки (рис. 3.30, 3.31), которое рассчитывается на

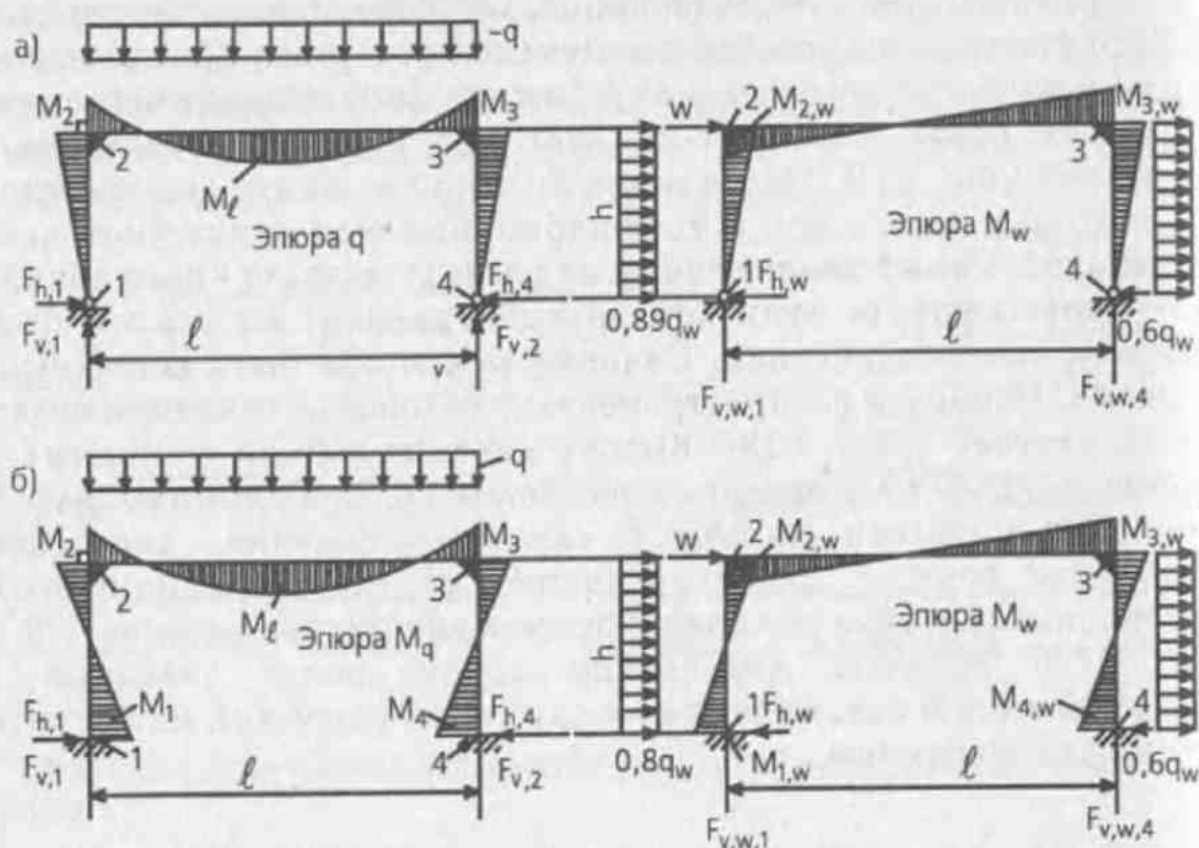


Рис. 3.27. Эпюры изгибающих моментов в рамах от действия вертикальной равномерно распределенной и горизонтальной сосредоточенной нагрузок: а - двухшарнирной; б - бесшарнирной; 1 и 4 - опорные узлы; 2 и 3 - карнизные узлы

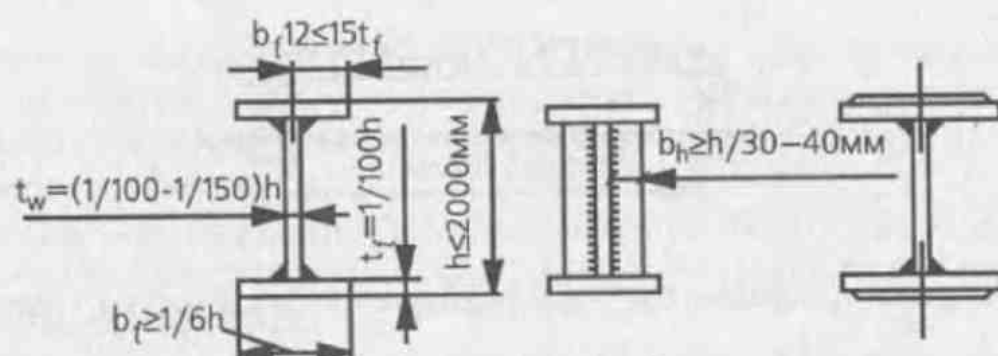


Рис. 3.28. Типы сварных сечений сплошных рам

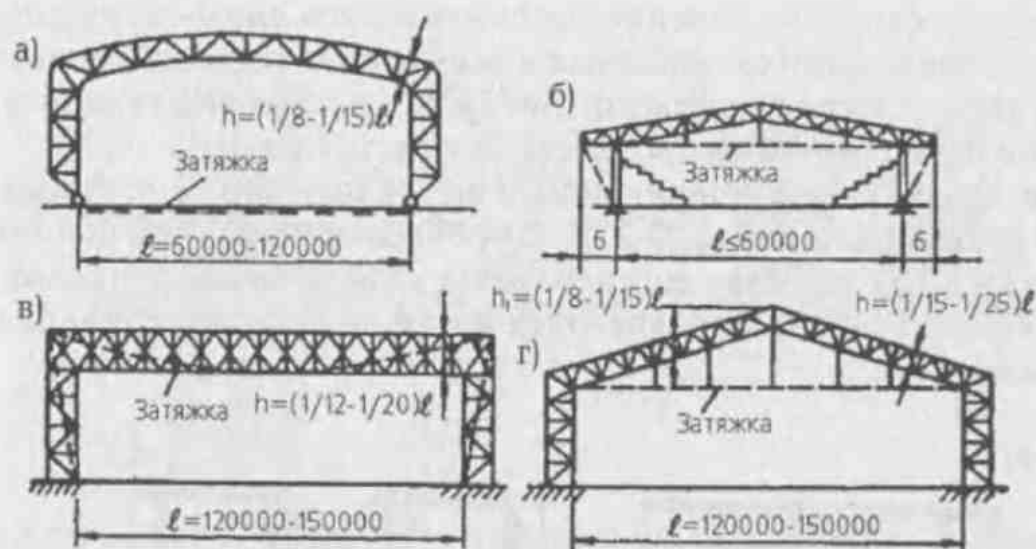


Рис. 3.29. Расположение затяжки в сквозных рамах на уровне: а - опор; б-г - карнизов

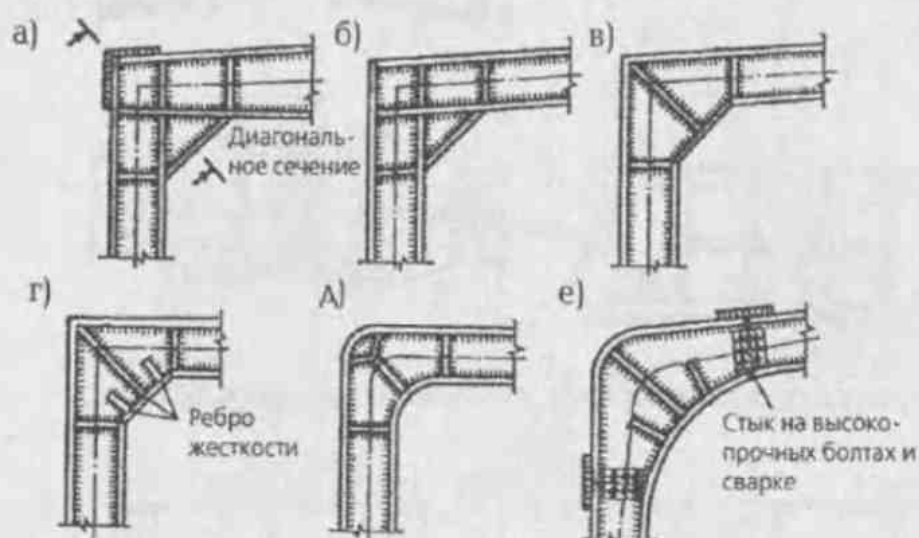


Рис. 3.30. Узлы сопряжения ригеля со стойкой в сплошных рамах: а-г - со скосами-вугами; д, е - с криволинейным переходом

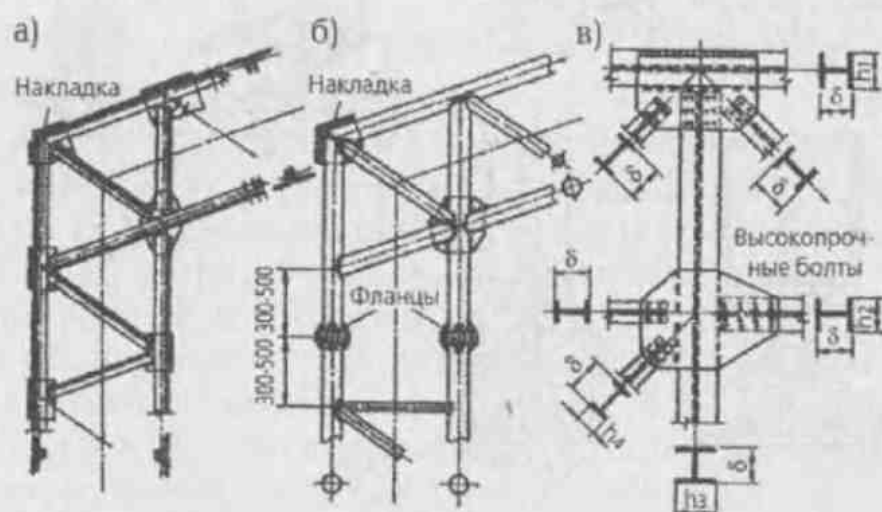


Рис. 3.31. Узлы сопряжения ригеля со стойкой в сквозных рамах: а - из уголков; б - из труб; в - на высокопрочных болтах

устойчивость, а сквозное сечение рассчитывается аналогично сечениям решетчатой фермы. Стойки сплошных и решетчатых рам рассчитывают как внецентренно - сжатые стержни. Затяжка, воспринимающая распор конструкции, проверяется на прочность при растяжении.

Конструктивные решения коньковых (ключевых) и опорных узлов арок и рам показаны на рис. 3.32-3.35. Для обеспечения устойчивости арок и рам из их плоскости используется система вертикальных и горизонтальных связей, выполненных из прокатных профилей, труб и круглой стали.

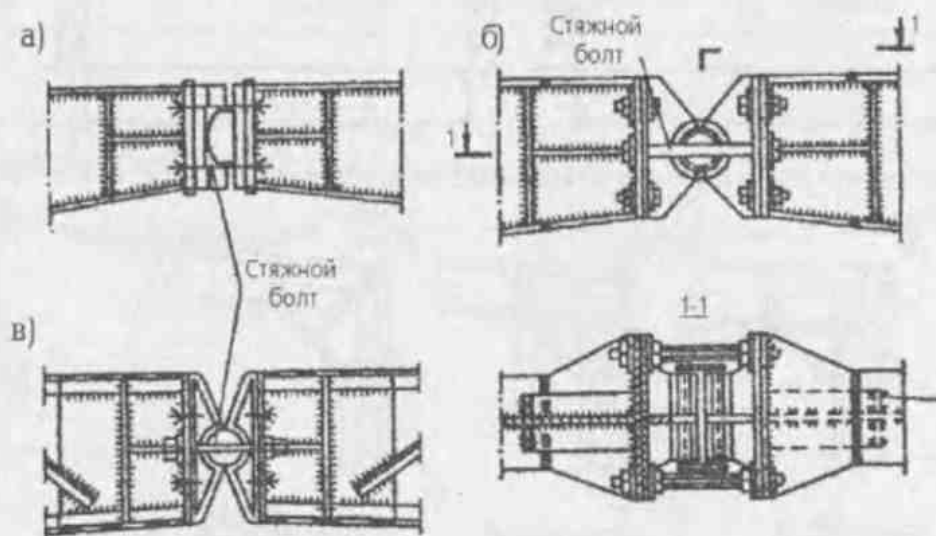


Рис. 3.32. Ключевые шарниры в арках и рамах: а - сплошных; б - сквозных

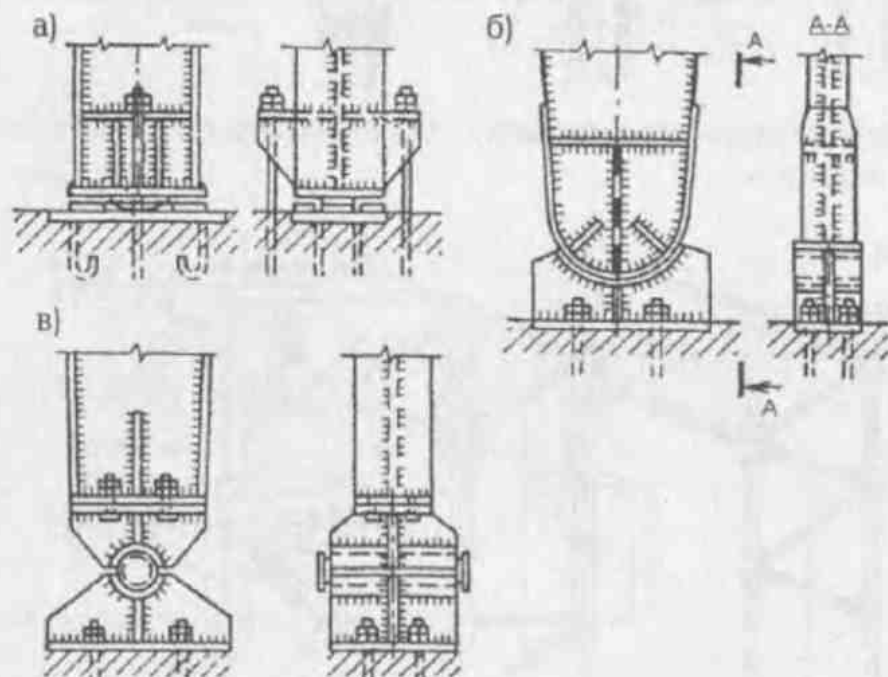


Рис. 3.33. Опорные шарниры арок: а - плиточный; б - пятниковый; в - балансирный

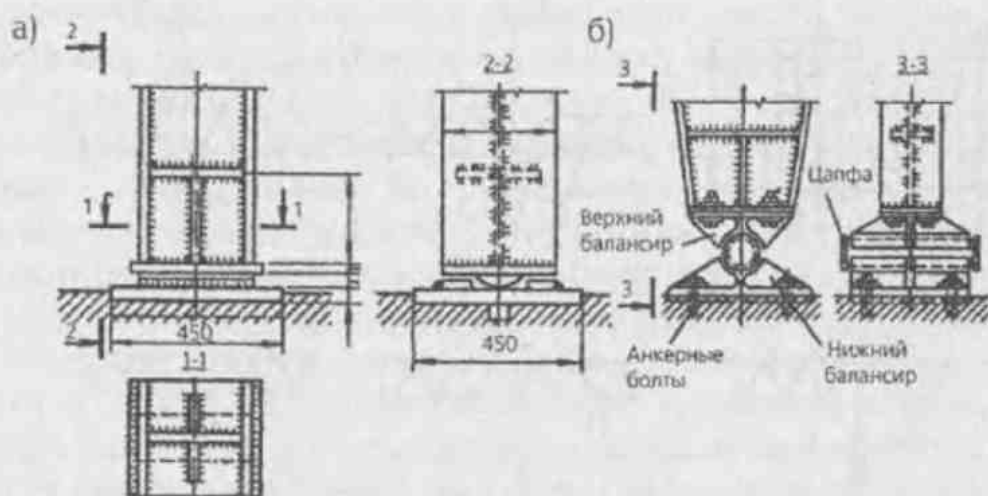


Рис. 3.34. Узлы опирания сплошных рам на фундамент: а - плитный шарнир; б - цилиндрический шарнир

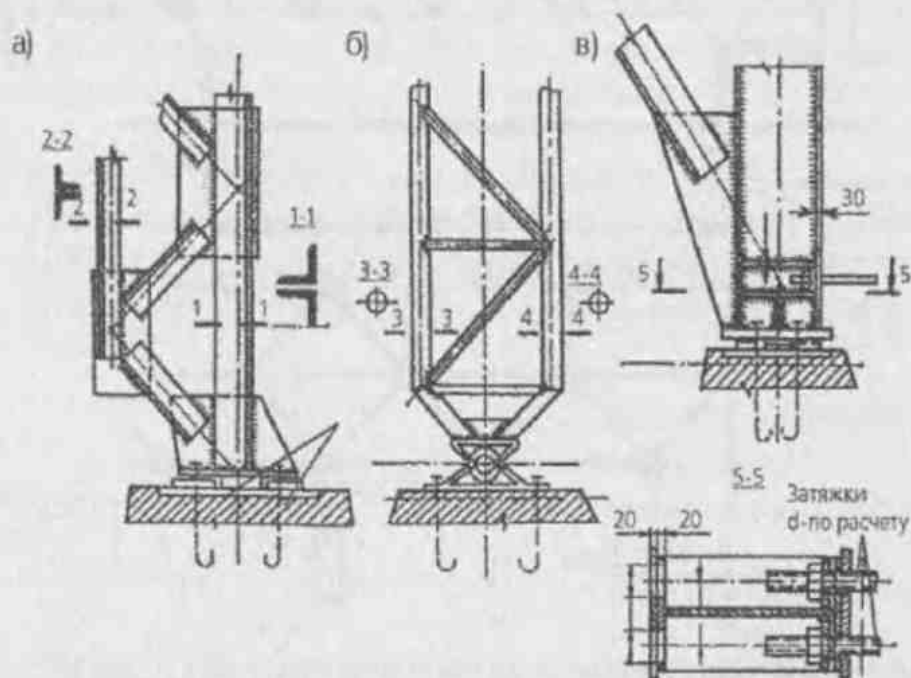


Рис. 3.35. Узлы опирания сквозных рам на фундамент: а, в - плитный шарнир; б - балансирный цилиндрический шарнир

Структуры, относящиеся к пространственным решетчатым легким металлическим конструкциям (ЛМК), образованы из различных систем перекрестных ферм, расположенных в двух или трех направлениях [28].

В нашей стране получили распространение структурные конструкции типа «Кисловодск», «ЦНИИСК», которые используются в покрытиях производственных зданий, зданий складского назначения, спортивных и выставочных залов и т.д. (рис. 3.36). Приложенная к такой системе нагрузка перераспределяется в различных направлениях, что способствует, по сравнению с плоскостными конструкциями, уменьшению расчетных усилий в элементах структуры. С помощью таких конструкций перекрываются пролеты 40 м и более. Пространственные структурные конструкции, обладая большой жесткостью, экономичны по расходу

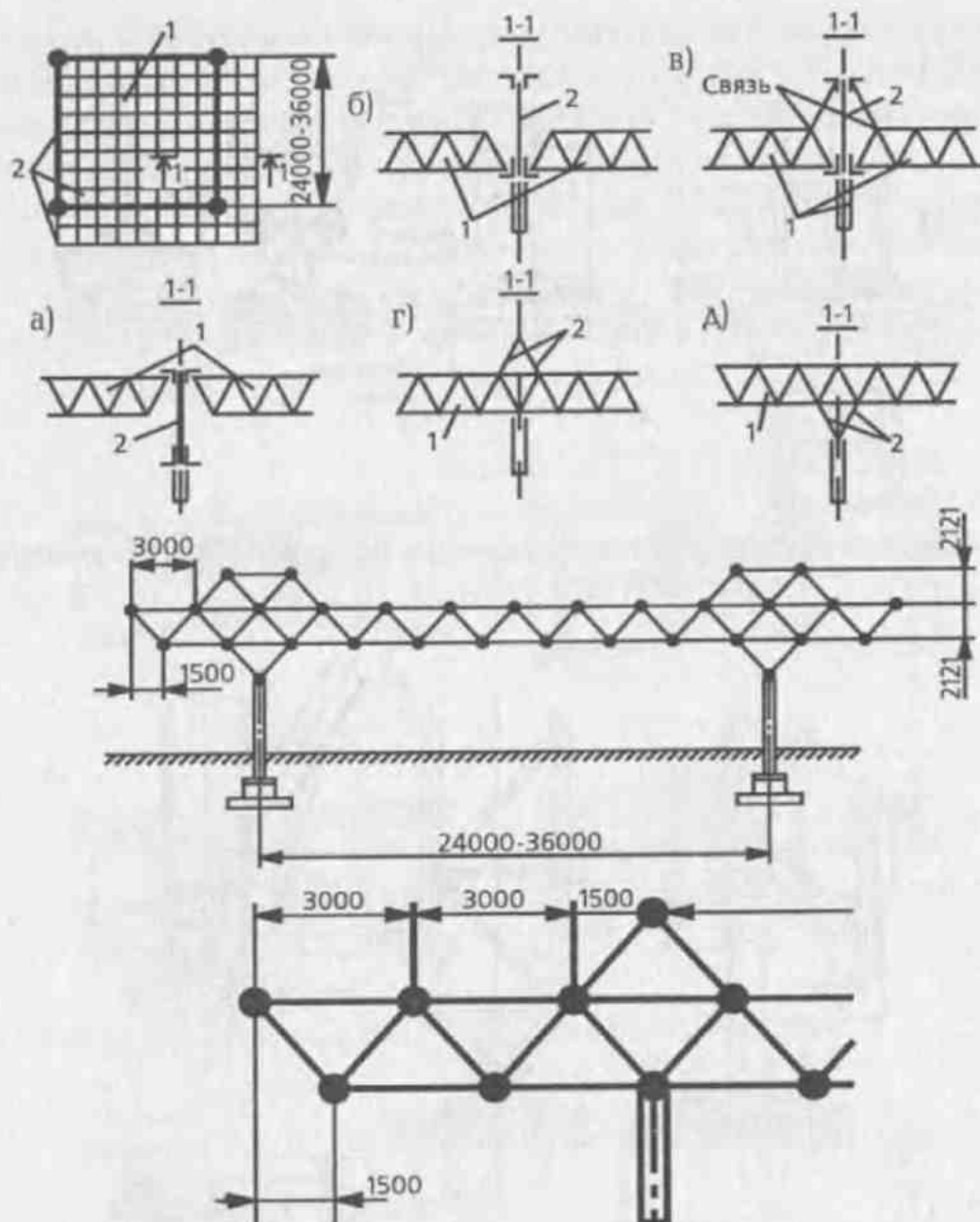


Рис. 3.36. Структурные конструкции: а-д - варианты опирания перекрестно-стержневой пространственной конструкции (1) на подстропильные фермы (2)

перекрываются пролеты 40 м и более. Пространственные структурные конструкции, обладая большой жесткостью, экономичны по расходу металла. При выходе из строя одного или нескольких элементов происходит перераспределение усилий на остальные элементы структуры и пространственная конструкция в целом продолжает воспринимать эксплуатационную нагрузку.

Устройство консолей с вылетом, равным 0,2-0,25 пролета структуры, оказывает разгружающее влияние на распределение усилий в стержнях. Недостатком структуры является трудоемкость изготовления и сборки, которая компенсируется поточным производством ее стандартных элементов.

Стержневые элементы структурной конструкции выполняют из труб, а также из холодноотянутого профиля квадратного сечения.

Структуры являются много раз статически неопределимыми конструкциями. Расчет прочности сжатых и растянутых элементов выполняются подобно решетчатым фермам.

Мембранные покрытия являются частным случаем висячих конструкций, работающих на растяжение, что является наиболее благоприятным напряженным состоянием для металла. Распор воспринимается опорным контуром. Особенностью мембраны является то, что она совмещает несущие и ограждающие функции и представляет собой висячую оболочку, выполненную из тонколистового металла - стали или алюминиевого сплава. Мембраны позволяют перекрывать пролет до 200 м при толщине листа 2 мм. Для обеспечения коррозионной стойкости толщина листовой стали увеличивается до 3-4 мм; одновременно необходима ее антикоррозионная защита. С применением алюминиевого сплава, инертного к коррозии, толщина мембраны назначается из условия ее прочности и деформативности.

Расчет мембраны выполняется по безмоментной теории, т.е. без учета действия изгибающих моментов, которые не воспринимаются гибкой листовой сталью.

Мембранные покрытия применяются для большепролетных зрелищных сооружений, например, при строительстве Универсального стадиона на проспекте Мира в г.Москве. Размеры пролетов мембраны, перекрывающей эллиптический план стадиона, равны 224 м и 183 м (рис. 3.37).

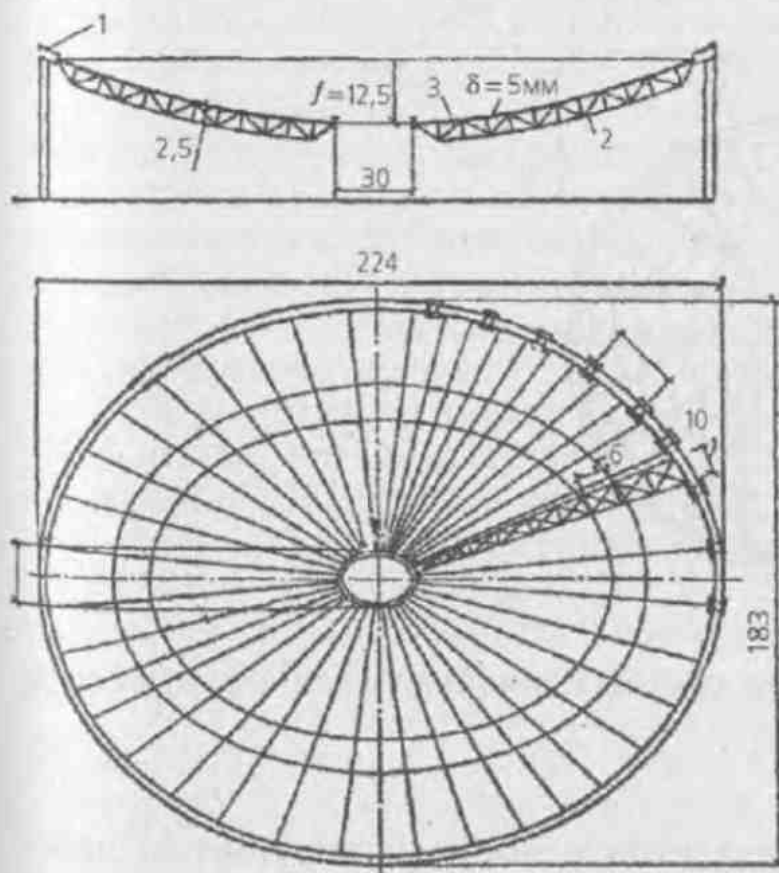


Рис. 3.37. Мембранное покрытие Олимпийского универсального стадиона на проспекте Мира в г. Москве:

- 1 - опорное железобетонное кольцо (5x1,75 м);
- 2 - висячие стальные фермы высотой 2,5 м, придающие изгибную жесткость в радиальном направлении;
- 3 - мембрана толщиной $\delta = 5 \text{ мм}$

Листовые конструкции представляют собой различные сооружения типа оболочек, основой которых являются плоские или изогнутые металлические листы. Такие конструкции применяются для хранения, транспортирования, переработки жидкостей, газов и сыпучих материалов.

Широкое применение листовые конструкции нашли при строительстве резервуаров для хранения жидкостей (нефти, нефтепродуктов, кислот и т.д.) и газгольдеров для хранения и выравнивания состава газов [25]. Конструктивная форма резервуаров зависит от их назначения и величины внутреннего давления хранимого продукта.

Наземные вертикальные цилиндрические резервуары постоянного объема применяются для хранения нефти и нефтепродуктов с низкой упругостью паров (керосин, газолин, дизельное топливо и др.) с внутренним давлением до 0,002 МПа, поэтому их называют резервуарами низкого давления (рис. 3.38).

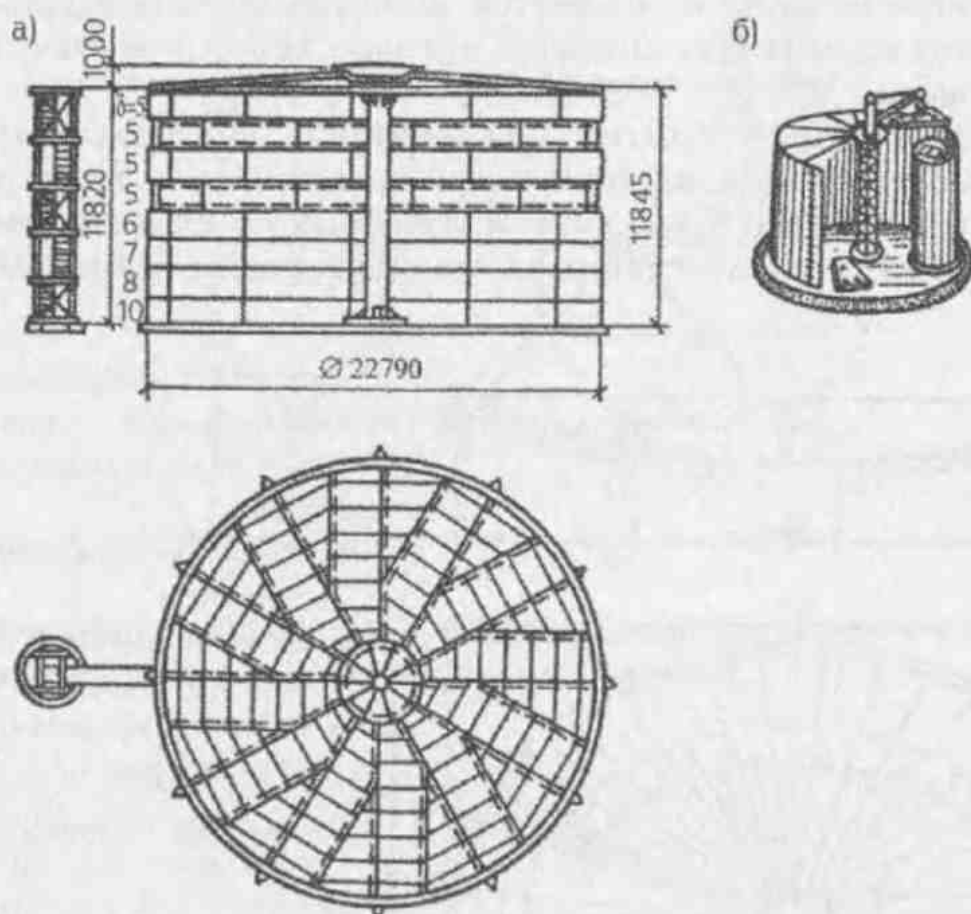


Рис. 3.38. Вертикальный цилиндрический резервуар низкого давления: а - конструктивная схема; б - схема монтажа

Для хранения нефтепродуктов с высокой упругостью паров (бензин, нефть и др.) применяются резервуары с повышенным давлением до 0,2 МПа.

Резервуары повышенного давления имеют криволинейное очертание, что усложняет их конструкцию (рис. 3.39).

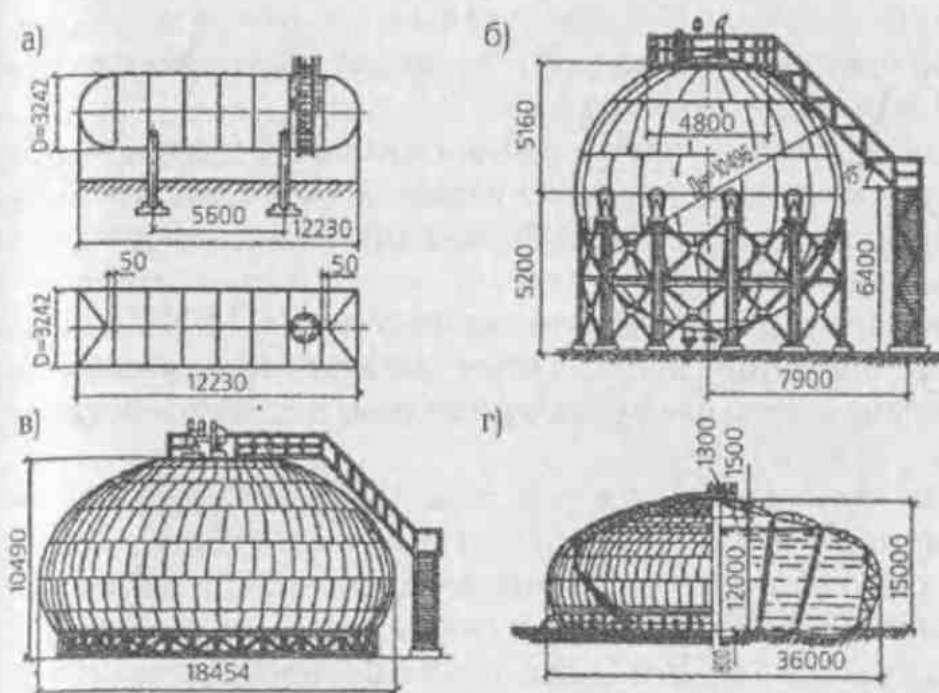


Рис. 3.39. Резервуары повышенного давления: а - горизонтальный цилиндрический; б - шаровой; в - каплевидный; г - многооторовый

Цилиндрические резервуары низкого давления строятся объемом от 100 до 50000 м³ и состоят из днища, опирающегося на песчаную подушку, корпуса и покрытия. Толщина днища, работающего на сжатие, принимается равной 4-6 мм при диаметре 18 - 25 м. Листы корпуса резервуара также имеют толщину 4-6 мм и воспринимают растягивающие усилия от воздействия гидростатического давления хранимой жидкости. Крыша резервуара, опирающаяся на корпус и стальную стойку, выполняется из стальных листов толщиной 2,5-3 мм. Конструкция крыши рассчитывается на действие ее собственного веса с учетом термоизоляции, снеговой и ветровой нагрузок, а также на действие вакуумного давления. В месте сопряжения корпуса и днища возникает изгибающий момент, на действие которого проверяется прочность сварного шва.

К резервуарам повышенного давления относятся вертикальные и горизонтальные цилиндрические резервуары (рис. 3.39,а), а также шаровые, каплевидные и многооторовые резервуары (рис. 3.39,б-г).

Вертикальные цилиндрические резервуары рассчитывают на избыточное внутреннее давление 0,025-0,03 МПа. Такие резервуары выполняются с плоским или выпуклым днищем и со сфероцилиндрической или сферической конструкцией кровли.

При достаточно большом внутреннем давлении плоское днище может приподняться или изогнуться. Поэтому нижний пояс корпуса заанкеривается в кольцевой ленточный фундамент стальными тяжами через 2-2,5 м. В случае использования выпуклого днища для обеспечения равномерного опирания по криволинейному днищу резервуар опирается на высокую песчаную подушку.

Горизонтальные цилиндрические резервуары проектируются емкостью до 150 м^3 с избыточным давлением $0,04-0,07 \text{ МПа}$ при хранении жидкостей и $0,2-1,8 \text{ МПа}$ при хранении сжиженных газов. Диаметр и длину таких резервуаров проектируют соответственно до $3,25 \text{ м}$ и $18,6 \text{ м}$. Резервуары устанавливаются на опоры, а днища могут быть плоскими и цилиндрического или сферического очертаний.

Шаровые резервуары применяют для хранения сжиженных газов и низкокипящих нефтепродуктов. Они рассчитываются на избыточное давление $0,2-0,6 \text{ МПа}$. Шаровые резервуары устанавливают на колонны или специальное опорное кольцо.

Каплевидные резервуары применяют емкостью $2000-6000 \text{ м}^3$ при избыточном давлении $0,03-0,05 \text{ МПа}$. Такие резервуары являются равнопрочными в направлениях радиусов кривизны, что способствует снижению металлоемкости конструкции.

Для хранения, выравнивания состава, перемешивания и распределения различных газов используются газгольдеры. Такие конструкции подразделяются на два класса: газгольдеры низкого давления с избыточным давлением до $0,005 \text{ МПа}$ и высокого давления, в которых избыточное давление достигает 3 МПа и более. Если в процессе наполнения или опорожнения изменяется объем емкости при постоянном давлении, то такие резервуары называются газгольдерами постоянного объема.

Газгольдеры низкого давления имеют переменный объем и подразделяются на: мокрые с вертикальными или винтовыми направляющими; сухие с поршнем или с гибкой секцией.

Газгольдеры высокого давления имеют постоянный объем и различаются по геометрической форме на - горизонтальные или вертикальные со сферическим днищем, а также сферические газгольдеры.

Наибольшее распространение получили мокрые газгольдера с вертикальными и винтовыми направляющими (рис. 3.40). Такие газгольдера выполняются емкостью от 10000 до 100000 м^3 . Для уплотнения надежных соединений в мокрых газгольдерах используется вода. Конструкция мокрого газгольдера состоит из неподвижного цилиндрического резервуара, заполненного водой, и подвижного стакана - колокола, в который подается газ.

В мокрых газгольдерах с вертикальными направляющими стакан-колокол передвигается по вертикальным направляющим, расположенным по наружному контуру емкости. Толщина стенок принимается равной 4 мм , а толщина кровли стакана-колокола - $2,5-3 \text{ мм}$.

В мокрых газгольдерах с винтовыми направляющими перемещение стакана-колокола осуществляется по винтовой линии с помощью роликов. Винтовые направляющие расположены на внешней поверхности под углом 45° и выполняются из гнутого по винтовой линии рельса или двутавра.

Сухие газгольдеры поршневого типа имеют внутри передвигающийся поршень. Газ под давлением $0,002-0,004 \text{ МПа}$ подается под поршень и поднимает его до предельного значения.

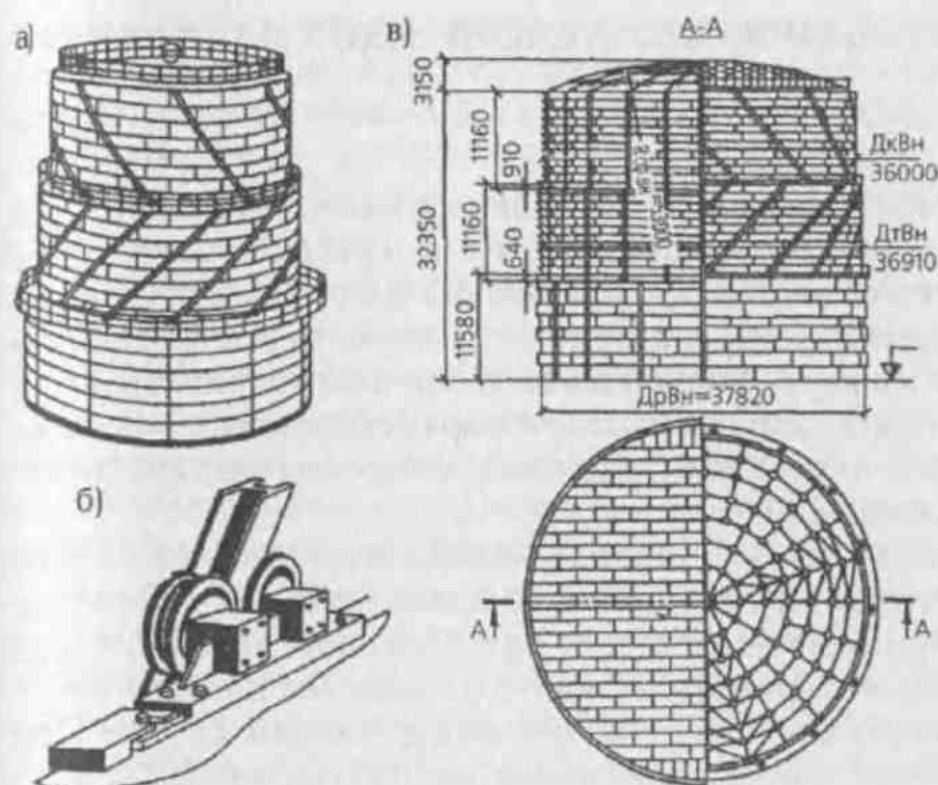


Рис. 3.40. Мокрый газгольдер с винтовыми направляющими:
а - общий вид;
б - конструкция роликов и винтовой направляющей;
в - конструктивная схема

Сухие газгольдеры с гибкой секцией (рис. 3.41) более герметичны. Подвижной поршень секции соединяется со стенками резервуара с помощью прорезиненной ткани.

Вертикальные и горизонтальные газгольдеры цилиндрической формы, а также шаровые газгольдеры высокого давления аналогичны резервуарам повышенного давления для хранения жидкостей.

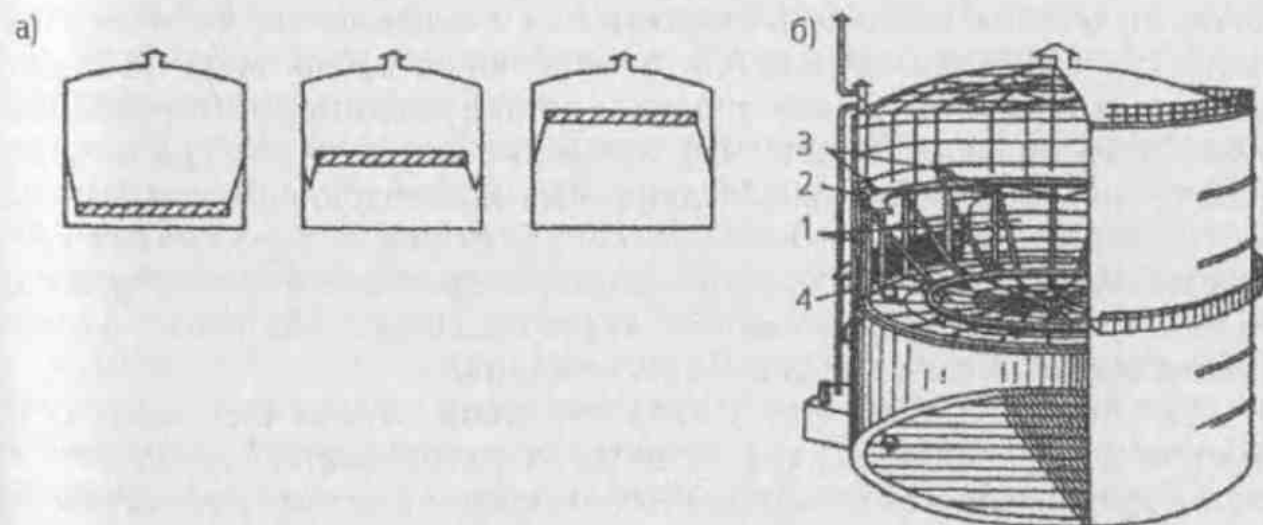


Рис. 3.41. Сухой газгольдер с гибкой секцией: а - принцип работы; б - конструктивная схема; 1 - поршень; 2 - выравнивающие ролики; 3 - тросы выравнивающих роликов; 4 - гибкая секция из прорезиненной ткани

3.2. Поведение металлических конструкций в условиях пожара

Хотя металлические (стальные) конструкции выполнены из негорючего материала, фактический предел их огнестойкости в среднем составляет 15 мин. Это объясняется достаточно быстрым снижением прочностных и деформативных характеристик металла при повышенных температурах во время пожара. Обрушившиеся или получившие большой прогиб металлические конструкции вызывают порчу оборудования, сырья, готовой продукции и затрудняют решение вопросов эвакуации и организации тушения пожара.

Интенсивность нагрева МК зависит от ряда факторов, к которым относятся характер нагрева конструкций и способы их защиты. В случае кратковременного действия температуры при реальном пожаре, после воспламенения горючих материалов металл подвергается нагреву более медленно и менее интенсивно, чем нагрев окружающей среды. При действии «стандартного» режима пожара температура окружающей среды не перестает повышаться и тепловая инерция металла, обуславливающая некоторую задержку нагрева, наблюдается только в течении первых минут пожара. Затем температура металла приближается к температуре нагревающей среды [17]. Защита металлического элемента и эффективность этой защиты также влияют на нагрев металла.

Высокая теплопроводность металла позволяет предполагать, что теплоперенос в массе металлической конструкции является равномерным и мгновенным, поэтому для металла можно не использовать понятия температурного градиента ни по сечению, ни по длине элементов МК. Степень нагрева металлической конструкции при пожаре зависит от размеров их элементов и величины поверхности их обогрева. При увеличении объема металла и уменьшении поверхности его обогрева температура элемента снижается. В настоящее время мало изучено поведение сварных, болтовых и заклепочных соединений в условиях пожара. Существующее мнение, что поведение сварного шва при пожаре аналогично поведению металла соединяемых элементов, нельзя признать удачным. Так, в 80% отказ листовых конструкций, используемых при строительстве цилиндрических резервуаров для хранения нефтепродуктов, происходит из-за разрушения вертикальных сварных швов, воспринимающих кольцевые усилия растяжения.

Снижение прочности на срез стального болта или заклепки, находящихся в условиях пожара, приводит к разрушению соединения, а снижение прочности стали соединяемых элементов не смятие увеличивает его деформативность. На поведение болтовых и заклепочных соединений в условиях пожара оказывает влияние значения коэффициента температурного расширения стали соединяемых элементов, а также болтов и заклепок.

Наибольшую опасность при пожаре представляют собой утепленные ограждающие конструкции. В качестве утеплителя часто используются полимерные горючие материалы: пенополистирол, пенополиуретан, пенопласт, сотопласт и др. При загорании утеплителя стальные элементы ограждающей конструкции оказываются в зоне воздействия пламени. Анализ пожаров в производственных зданиях с применением таких ограждающих конструкций показал, что покрытия выгорали на значительных площадях (десятки тысяч м^2) за 20-25 мин. Особенно интенсивно развивался пожар на кровле при возникновении очага пожара внутри здания. Распространению огня по кровельным ограждающим конструкциям способствует применение рулонных гидроизоляционных материалов на битумной основе. В процессе натурных огневых испытаний, проведенных в г. Очаково, Набережные Челны, Бухаре, выявилось, что при среднеобъемной температуре 280°C температура под профилированным настилом достигает 380°C . При такой температуре наблюдается плавление и воспламенение полимерного утеплителя, его интенсивное горение с выделением токсичных продуктов. Быстрый рост температуры приводит к обрушению покрытия уже через 7 мин. после загорания кровли. Наиболее быстро воспламеняются участки кровли, примыкающие к стенам здания, что способствует быстрому распространению пламени (до 20 м/мин) по всему покрытию. Обрушение ограждающих конструкций при пожаре происходит за счет исчерпания несущей способности ее несущих элементов, а также соединений элементов конструкции между собой и с несущими конструкциями покрытия или каркаса здания. Замена сгораемых материалов, применяемых в качестве утеплителя, на несгораемые или трудносгораемые, например, использование минваты, способствует снижению пожарной опасности ограждающих конструкций. Возможно заполнение пустот профилированного настила несгораемым материалом, однако это приводит к утяжелению конструкции. Особое внимание необходимо уделять вопросам огнезащиты соединений ограждающих конструкций с несущими конструкциями каркаса здания.

При действии на балку высоких температур при пожаре даже на ограниченную часть ее поверхности, сечение конструкции, вследствие высокой теплопроводности металла, быстро прогревается до одинаковой температуры. При этом снижается предел текучести и модуль упругости стали. Обрушение прокатных балок наблюдается в сечении, где действует максимальный изгибающий момент. При использовании таких балок в балочной клетке из-за преждевременного выхода из строя стального настила, жестко прикрепленного к балкам, наблюдается потеря их общей устойчивости. Потеря общей устойчивости прокатных балок происходит и в случае шарнирного опирания на них стального настила. Исчерпание несущей способности балок составного сечения происходит в зоне действия максимального изгибающего момента, потери общей устойчивости конструкции из-за обрушения связей в виде настила или

второстепенных балок балочной клетки, а также потери местной устойчивости стенок балки или свесов сжатых полок. Разрушение конструкции может наблюдаться в сварных, болтовых или заклепочных соединениях элементов составного сечения от действия сдвигающих усилий.

Разрушение статически определимой балки происходит в результате образования одного пластического шарнира (рис. 3.42,а). Статически неопределимые балки являются предпочтительными по сравнению со статически определимыми. Так двухпролетная статически неопределимая балка разрушается в условиях пожара в результате образования трех пластических шарниров (рис. 3.42,б) и предел огнестойкости такой конструкции выше статически определимой [17]. Условия опирания балки также влияет на значение ее предела огнестойкости. Заделка стальной балки в железобетонные или каменные стены стесняет температурные деформации вдоль ее длины.

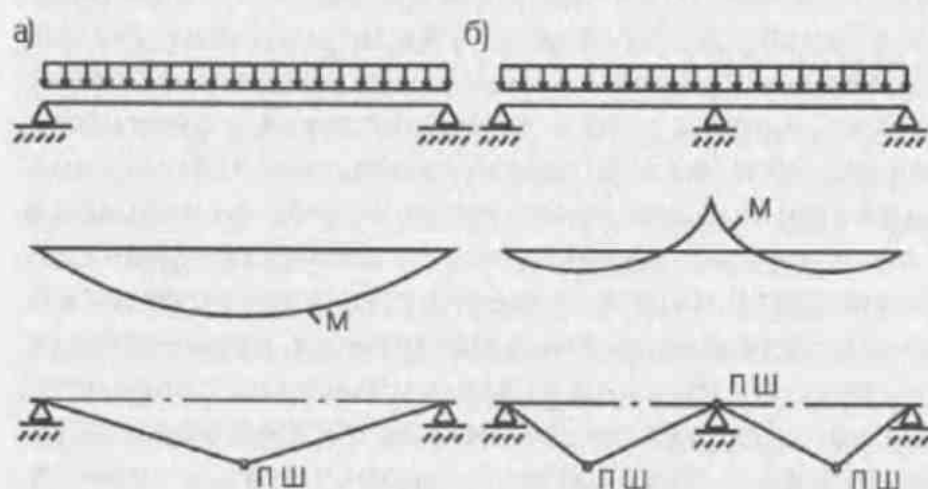


Рис. 3.42. Образование пластических шарниров (ПШ) в балках:
а - статически определимых;
б - статически неопределимых

Воздействие температуры пожара на ферму приводит к исчерпанию несущей способности ее элементов и узловых соединений этих элементов. Потеря несущей способности в результате снижения прочности металла характерна для растянутых и сжатых элементов поясов и решетки конструкции. Сжатые элементы верхнего пояса и решетки могут потерять свою несущую способность в результате потери устойчивости в плоскости и из плоскости фермы. Повреждение при пожаре ограждающего покрытия или связей между фермами приводит к потере устойчивости сжатых элементов верхнего пояса из плоскости фермы на нераскрепленном участке.

При расчете фермы соединения ее элементов между собой рассматриваются как шарнирные, поэтому ферма считается статически определимой конструкцией. Потеря несущей способности хотя бы одним элементом приводит к отказу при пожаре всей конструкции.

Исчерпание несущей способности стальных колонн, находящихся в условиях пожара, может наступить в результате потери: прочности

стержнем конструкции; прочности или устойчивости элементами соединительной решетки, а также узлов крепления этих элементов к ветвям колонны; устойчивости отдельными ветвями на участках между узлами соединительной решетки в колоннах сквозных сечений; местной устойчивости стенки и свесов сжатых полок колонны составного двутаврового сечения; общей устойчивости колонны.

Внецентренное сжатие, по сравнению с центральным, является более невыгодным видом нагружения, которое отрицательно сказывается на огнестойкость конструкции. Необходимо отметить, что в ряде случаев колонна, работающая как центрально-сжатая, в условиях пожара может быть подвергнута воздействию внецентренно приложенной силы сжатия. Это возможно при локальном воздействии температуры пожара на конструкции покрытия или перекрытия, опирающиеся на колонны среднего ряда. Обрушение конструкций покрытия или перекрытия с одной стороны от такой колонны приводят в дальнейшем к ее работе как внецентренно-сжатой конструкции.

Колонны являются элементами плоских рам или пространственного каркаса, шарнирно или жестко соединенных с опирающимися на них конструкциями. В случае жестких соединений колонны с ригелем ее работа зависит от поведения конструкции ригеля при пожаре. Ввиду наличия в здании системы внутренних помещений очаг пожара в начальной его стадии оказывается локализованным и поэтому воздействует на ограниченное число несущих элементов конструкций. Это может привести к стеснению температурных деформаций колонны, которая в результате отсутствия свободы перемещения вдоль ее длины получает дополнительное нагружение [17].

Поведение в условиях пожара арок и рам зависит от статической схемы работы конструкции, а также конструкции сечения их элементов. Работа в условиях высоких температур сплошных составных сечений аналогична работе таких же сечений стальных балок и колонн, а сквозных сечений - работе ферм и сквозных колонн. В случае использования открытой затяжки, воспринимающей распор конструкции, отказ арок или рам при пожаре может наступать из-за потери несущей способности этим элементом. Разрушение арок и рам может наступить и из-за потери несущей способности опорных и конькового узлов, а потеря устойчивости элементов из плоскости конструкции - из-за обрушения связей.

Элементы структурных конструкций, работающие на растяжение или сжатие, имеют небольшие сечения и поэтому быстро нагреваются в условиях пожара. Однако эти конструкции, в силу многократной статической неопределимости, менее чувствительны к повреждениям, т.е. выход из строя одного или нескольких элементов не приводит к обрушению всей структуры.

Мембраны относятся к конструкциям, у которых при нагреве происходит уменьшение усилий. Это вызывается увеличением прогиба конструкции до $1/10-1/15$ ее пролета в результате температурного

расширения и температурной деформации ползучести стали. Поэтому огнестойкость стальной мембраны составляет 0,75-1,0 ч. Наиболее уязвимым элементом мембранного покрытия является его опорный контур. Прогиб мембраны, образовавшейся во время нагрева, является в большей своей части необратимым, т.е. после охлаждения конструкции он практически не исчезает [21].

Поведение в условиях пожара мембраны, выполненной из алюминиевых сплавов, значительно хуже, чем стальной. Например, мембрана толщиной 1 мм из алюминиевого сплава АМг2П без огнезащиты обрушилась через 6 мин после начала огневых испытаний.

3.3. Методика расчета огнестойкости металлических конструкций

Наступление предела огнестойкости металлических конструкций наступает в результате потери прочности или за счет потери устойчивости самих конструкций или их элементов. Тому и другому случаю соответствует определенная температура нагрева металла, называемая критической, t_{cr} .

Критической температурой прогрева сечения конструкции или ее отдельного элемента в условиях пожара называется температура, при которой наступает потеря их несущей способности.

Расчет предела огнестойкости сводится к решению двух задач: статической и теплотехнической.

Статическая задача имеет целью определения несущей способности конструкции с учетом изменения свойств металла при высоких температурах, т.е. определения критической температуры в момент наступления предельного состояния при пожаре.

В результате решения теплотехнической задачи определяется время нагрева металла от начала действия пожара до достижения в расчетном сечении критической температуры, т.е. решение этой задачи позволяет определить фактический предел огнестойкости P_f конструкции.

В зависимости от марки стали изменение ее предела прочности различным образом зависит от степени нагрева материала.

Значение прочности стали (по пределу текучести) при нагреве равно

$$R_{tem} = R_{yn} \gamma_{tem}, \quad (3.1)$$

где R_{yn} - нормативное сопротивление конструкционных прокатных сталей по пределу текучести при начальной температуре $t_n = 20^\circ\text{C}$ определяется в соответствии с [23]; γ_{tem} - коэффициент, учитывающий изменение прочности стали при нагреве.

Значения коэффициента γ_{tem} в зависимости от температуры нагрева стали даны в табл. 3.2.

Таблица 3.2.

Значения коэффициента γ_{tem} от температуры

$t, ^\circ\text{C}/\text{T}, \text{K}$	γ_{tem}	$t, ^\circ\text{C}/\text{T}, \text{K}$	γ_{tem}
20/293	1,00	400/673	0,70
100/373	0,99	450/723	0,65
150/423	0,93	500/773	0,58
200/473	0,85	550/823	0,45
250/523	0,81	600/873	0,34
300/573	0,77	650/923	0,22
350/623	0,74	700/973	0,11

Значения коэффициента γ_{tem} , приведенные в табл. 3.2, могут быть также вычислены по следующим формулам:

при $t \leq 500^\circ\text{C}$

$$\gamma_{tem} = \frac{1330 - t}{1330}; \quad (3.2)$$

при $t > 500^\circ\text{C}$

$$\gamma_{tem} = \frac{750 - t}{440}. \quad (3.3)$$

С использованием формул (3.2, 3.3) при известных значениях коэффициента γ_{tem} можно определить значения температуры нагрева стали t или критической температуры t_{cr} для предельного состояния конструкции, находящейся в условиях пожара:

при $\gamma_{tem} \geq 0,6$

$$t(t_{cr}) = 1330(1 - \gamma_{tem}); \quad (3.4)$$

при $\gamma_{tem} < 0,6$

$$t(t_{cr}) = 750 - 440\gamma_{tem}. \quad (3.5)$$

Модуль упругости стали при нагреве равен

$$E_{tem} = E\beta_{tem}, \quad (3.6)$$

где E - модуль упругости прокатной стали при начальной температуре $t_n = 20^\circ\text{C}$ согласно [23] равен $2,06 \cdot 10^5$ МПа;
 β_{tem} - коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости стали в зависимости от температуры ее нагрева.

В формуле (3.6) значения коэффициента β_{tem} в зависимости от температуры нагрева стали даны в табл. 3.3.

Таблица 3.3.

Значения коэффициента β_{tem} от температуры

$t, ^\circ\text{C}/T, \text{K}$	β_{tem}	$t, ^\circ\text{C}/T, \text{K}$	β_{tem}
20/293	1	400/673	0,86
100/373	0,96	450/723	0,84
150/423	0,95	500/773	0,8
200/473	0,94	550/823	0,77
250/523	0,92	600/873	0,72
300/573	0,9	650/923	0,68
350/623	0,88	700/973	0,59

Предельное состояние из условия прочности металлических конструкций и их элементов, находящихся в условиях пожара, наступает в результате снижения прочности стали R_{tem} до величины рабочих напряжений σ_n от действия нормативных нагрузок. При этом температура в расчетном сечении достигает своего критического значения, t_{cr} (рис. 3.43,а).

Наступление предельного состояния в условиях пожара оценивается следующим равенством

$$\sigma_n = R_{tem}. \quad (3.7)$$

Разделим левую и правую часть равенства (3.7) на значение R_{yn}

$$\frac{\sigma_n}{R_{yn}} = \frac{R_{tem}}{R_{yn}}.$$

Тогда равенство (3.7) можно представить в виде равенства коэффициентов (рис. 3.43,б)

$$\gamma_\sigma = \gamma_{tem}, \quad (3.8)$$

где γ_σ - коэффициент, учитывающий уровень нагружения конструкции, или ее элемента.

С учетом формул (3.1, 3.7) значение коэффициента γ_{tem} в момент наступления предельного состояния равно

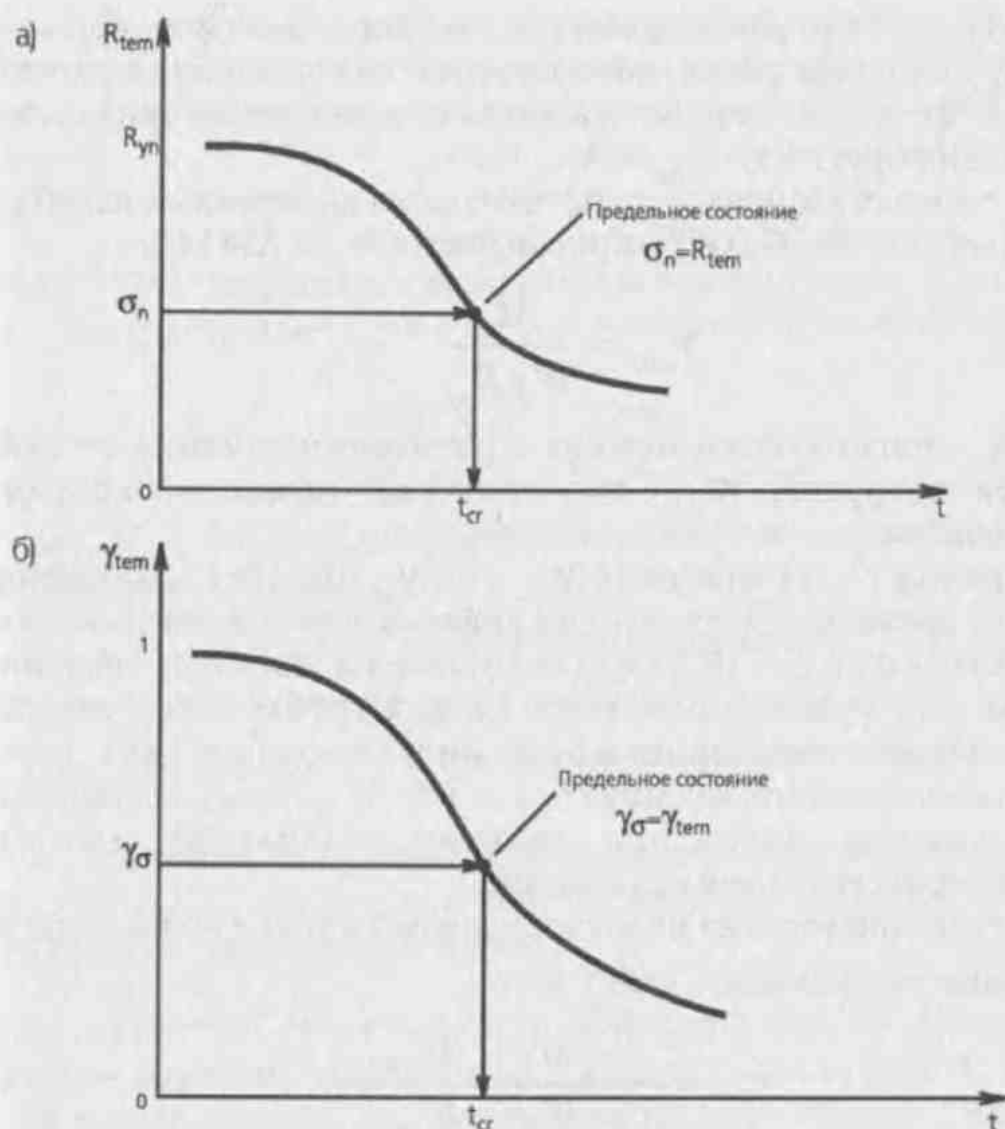


Рис. 3.43. К определению предельного состояния по несущей способности металлической конструкции, находящейся в условиях пожара, при использовании величин прочностных характеристик: а - абсолютных; б - относительных

$$\gamma_{tem} = \frac{\sigma_n}{R_{yn}}. \quad (3.9)$$

Далее, критическая температура определяется по табл. 3.2 или с использованием формул (3.4, 3.5).

Рассмотрим определение коэффициента γ_{tem} с использованием формулы (3.9) в зависимости от характера работы стальных элементов.

Для центрально-растянутых и центрально-сжатых стальных элементов (из условия прочности)

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{A_n R_{yn}}, \quad (3.10)$$

где N_n - усилие растяжения или сжатия от действия нормативных нагрузок; A_n - площадь расчетного сечения нетто (в случае отсутствия ослаблений в расчетном сечении площадь сечения нетто приравнивается площади сечения брутто, т.е. $A_n = A$).

Для стальных элементов, работающих на поперечный изгиб в одной из главных плоскостей (X или Y), при значении $R_{yn} < 530$ МПа

$$\gamma_{tem} = \frac{M_n}{W_{pl} R_{yn}}, \quad (3.11)$$

где M_n - изгибающий момент в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок; W_{pl} - пластический момент сопротивления расчетного сечения.

В формуле (3.11) значение $W_{pl} = c W_n$, где $c(c_x)$ - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в расчетном сечении, определяется согласно п. 5.18* [23] (для двутавра и швеллера значение $c(c_x)$ в среднем можно принять равным 1.12; для трубы - $c(c_x) = 1.26$; для таврового сечения, выполненного из листов или из двух уголков - $c(c_x) = 1.6$; для квадратного сечения $c(c_x) = 1.5$); W_n - момент сопротивления расчетного сечения нетто при наличии ослаблений или брутто, $W = W_n$ - при отсутствии этих ослаблений.

Если стальной элемент работает на изгиб в двух главных плоскостях (X и Y) значение γ_{tem} равно

$$\gamma_{tem} = \frac{1}{R_{yn}} \left(\frac{M_{xn}}{W_{plx}} + \frac{M_{yn}}{W_{ply}} \right), \quad (3.12)$$

где M_{xn} и M_{yn} - изгибающие моменты в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок вдоль осей Y и X; W_{plx} и W_{ply} - моменты сопротивления расчетного сечения относительно осей X и Y при $R_{yn} = 530$ МПа.

В формуле (3.12) значения $W_{plx} = c_x W_{xn}$ и $W_{ply} = c_y W_{yn}$, где c_x, c_y - коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций, даны в 5.18* [23] (для двутавра и швеллера - $c_y = 1.47$; для трубы - $c_y = 1.26$; для таврового сечения из листов или из двух уголков - $c_y = 1.47$; для квадратного сечения $c_y = 1.5$); W_{xn} и W_{yn} - моменты сопротивления расчетного сечения нетто относительно осей X и Y (при отсутствии ослаблений $W_{xn} = W_x$ и $W_{yn} = W_y$). При $R_{yn} \geq 530$ МПа значения c, c_x и c_y в формулах (3.11, 3.12) принимаются равными единице.

Для внецентренно - растянутых и внецентренно - сжатых (из условия прочности) стальных элементов при $R_{yn} \geq 530$ МПа

$$\gamma_{tem} = \frac{N_n}{R_{yn}} \left(\frac{e_0}{W_n} + \frac{1}{A_n} \right), \quad (3.13)$$

где N_n - усилие растяжения или сжатия в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок; e_o - эксцентриситет приложения усилия N_n ; W_n - момент сопротивления расчетного сечения нетто (при отсутствии ослаблений $W_n = W$); A_n - площадь расчетного сечения нетто (при отсутствии ослаблений $A_n = A$).

В случае использования элементов, выполненных из сталей с $R_{yn} < 530$ МПа, значение критической температуры t_{cr} определяется графоаналитическим методом с использованием следующей формулы

$$\left(\frac{N_n}{A_n R_{yn} \gamma_{tem}} \right)^n + \frac{M_n}{W_{pl} R_{yn} \gamma_{tem}} = 1, \quad (3.13')$$

где N_n и M_n - усилие растяжения (сжатия) и изгибающий момент от нормативной нагрузки;

A_n и W_{pl} - площадь расчетного сечения нетто и пластический момент сопротивления расчетного сечения, см. формулы (3.11, 3.13)

γ_{tem} - коэффициент, определяемый согласно табл. 3.2 или формул (3.2, 3.3);

n - значение, зависящее от формы сечения элемента, определяется по табл. 6.6 [23] ($n = 1,5$ - для равнополочного двутавра, а также труб круглого и прямоугольного сечений).

Центрально-сжатые и внецентренно-сжатые стальные элементы с большой гибкостью могут потерять несущую способность при нагреве в результате потери их устойчивости. Потеря устойчивости наступает за счет снижения модуля упругости, роста деформаций температурной ползучести металла [21] и его температурного расширения.

Для таких стержней критическая температура t_{cr} определяется по критическим деформациям ε_n .

Значение ε_n для центрально-сжатых стержней определяется по следующей формуле

$$\varepsilon_n = \left[\left(\frac{\pi}{\lambda} \right)^2 - \frac{\sigma_n}{E} \right] \cdot \frac{1}{K}, \quad (3.14)$$

где π - число, равное 3,14; λ - максимальная гибкость элемента; σ_n - напряжение в сечении от действия нормативной нагрузки; E - модуль упругости стали при температуре 20 °С; K - коэффициент, учитывающий влияние изменения температурного прогиба на деформацию температурной ползучести стали ($K = 0,5$ при $\lambda \leq 125$; $K = 0,75$ при $125 < \lambda \leq 150$; $K = 1$ при $\lambda \geq 150$).

В формуле (3.14) значения расчетных параметров соответственно равны:

$$\lambda = \frac{\ell_{ef}}{i};$$

$$\sigma_n = \frac{N_n}{A},$$

где A - площадь сечения брутто; $E = 2.06 \cdot 10^5$ МПа.

Расчетная длина сжатого элемента - $\ell_{ef} = \mu \ell$, где μ - коэффициент, учитывающий характер закрепления опор сжатого элемента (например, при шарнирном опирании сжатого элемента $\mu = 1$; при жестком опирании $\mu = 0,5$; при жестком опирании одной опоры и шарнирном опирании другой $\mu = 0,7$; для консоли $\mu = 2$); ℓ - геометрическая длина сжатого элемента. Расчетные длины элементов ферм даны в табл. 3.1.

Радиус инерции сечения в плоскости изгиба $i = \sqrt{I/A}$, где: I - минимальное значение момента инерции сечения; A - площадь сечения брутто.

Критическая температура t_{cr} для центрально-сжатых элементов из условия потери несущей способности в результате потери их устойчивости определяется с использованием кривых деформаций ползучести ε_{II} в зависимости от значения коэффициента γ_{tem} (рис. 3.44, 3.45). При этом коэффициент γ_{tem} вычисляется по формуле (3.10), в которой площадь сечения нетто заменяется на площадь сечения брутто, т.е. $A_n = A$.

Для центрально-сжатых элементов гибкостью $\lambda \geq 104$ критическая температура t_{cr} , °С, при которой в результате нагрева наступает потеря их устойчивости, может быть определена без использования формулы (3.14) и графиков на рис. 3.44, 3.45, а с использованием следующей формулы:

$$t_{cr} = 20 + \sqrt{2,5 R_{yn} \cdot 10^8 \left(\frac{\pi^2}{\lambda^2 \sigma_n} - \frac{1}{E} \right)}. \quad (3.15)$$

Для внецентренно-сжатых элементов значение критической деформации ползучести равно

$$\varepsilon_{II} = \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_n} \left(\frac{\pi^2}{\lambda^2} - \frac{\sigma_n}{E} \right), \quad (3.16)$$

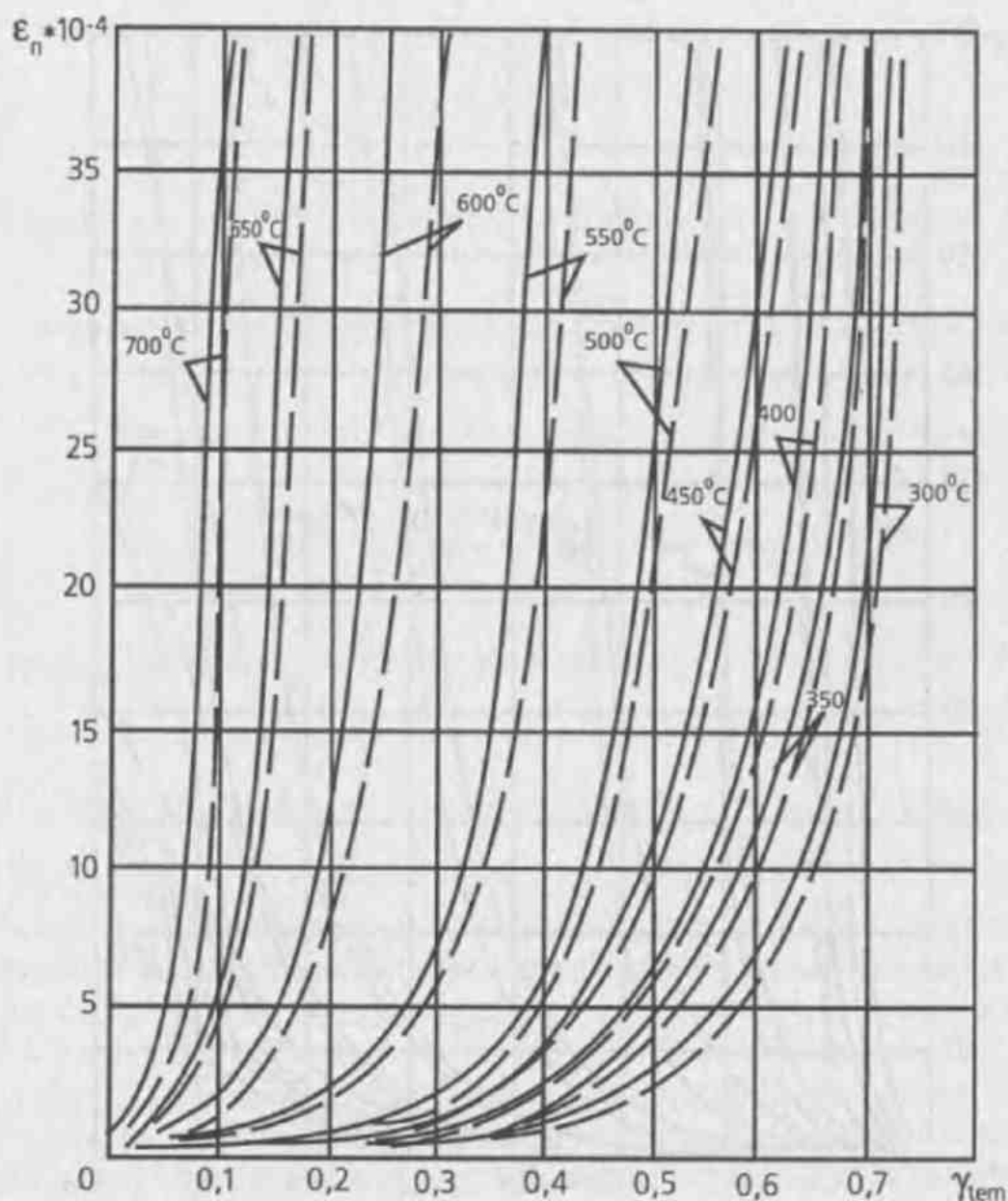


Рис. 3.44. Кривые деформации сталей при $\epsilon_n \leq 0,005$, температуре $t^\circ\text{C}$ и степени нагружения γ_{tem} : $R_{yn} < 290 \text{ МПа}$ — — — ;
 $R_{yn} \geq 290 \text{ МПа}$ — — —

где σ_{cp} - средне-арифметическое значение напряжений в крайних волокнах расчетного сечения; σ_n - напряжение, определяемое аналогично для формулы (3.14); E - начальный модуль упругости стали, равный $2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; λ - гибкость элемента в плоскости его изгиба.

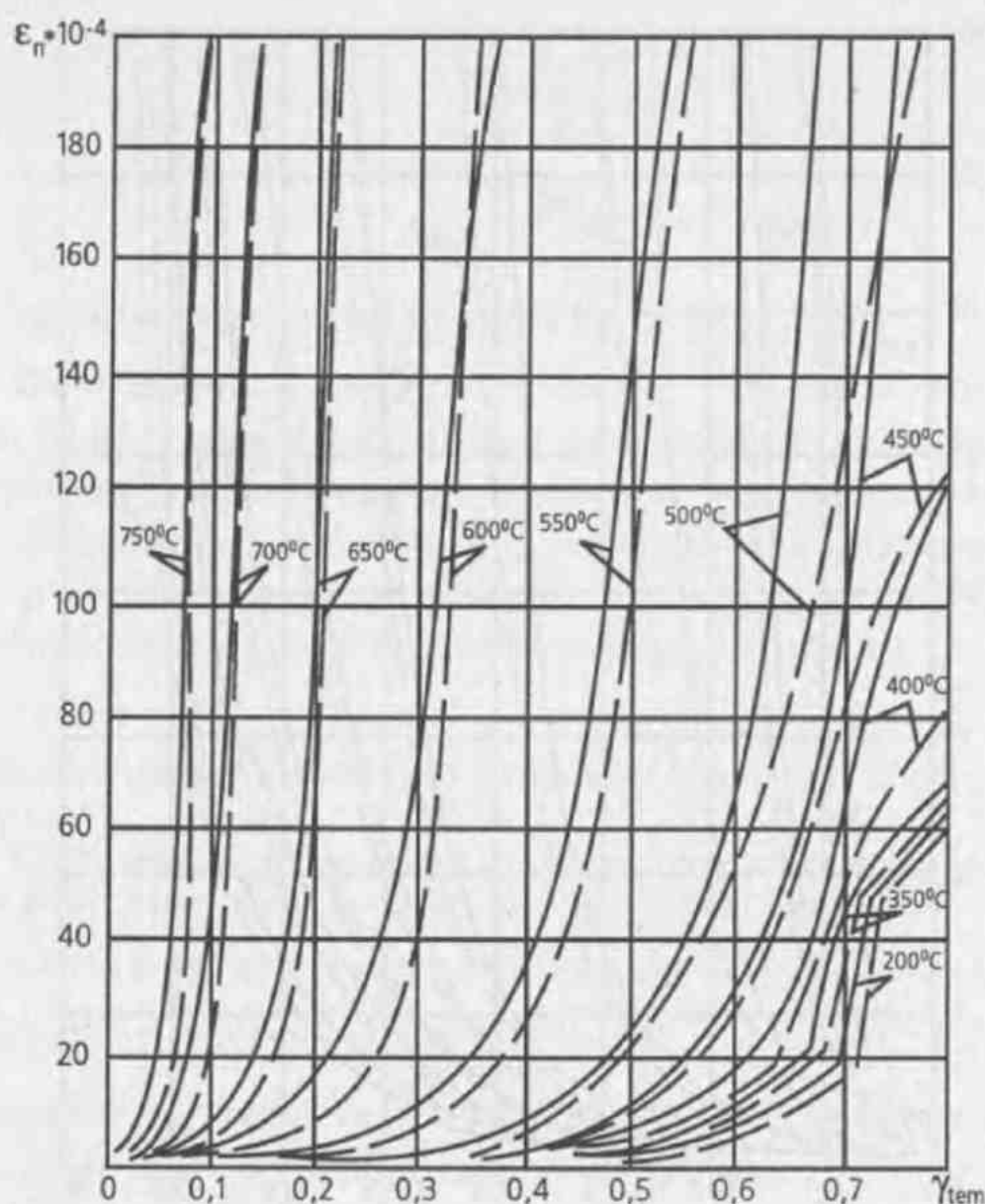


Рис. 3.45. Кривые деформации сталей при $\varepsilon_n \leq 0,02$, температуре $t^\circ\text{C}$ и степени нагружения

γ_{tem} для: $R_{yn} < 290 \text{ МПа}$ — — — ; $R_{yn} \geq 290 \text{ МПа}$ — — —

При этом, если:

$$\sigma_n \geq \sigma_e, \text{ то } \sigma_{cp} = \sigma_n; \gamma_{tem} = \frac{\sigma_n}{R_{yn}}, \quad (3.17)$$

$$\sigma_n < \sigma_e, \text{ то } \sigma_{cp} = \sigma_e; \gamma_{tem} = \frac{\sigma_e}{R_{yn}}. \quad (3.17')$$

Величина напряжения σ_e в формулах (3.17, 3.17')

$$\sigma_e = \frac{N_n e_p}{W},$$

где e_p - эксцентриситет с учетом гибкости сжатого элемента в плоскости его изгиба; W - момент сопротивления расчетного сечения брутто.

Значение эксцентриситета e_p для определения напряжения σ_e равно

$$e_p = e_0 \left(1 + \frac{1}{\frac{\pi^2 E}{\lambda^2 \sigma_n} - 1} \right),$$

где e_0 - эксцентриситет от совместного действия нормативных значений изгибающего момента M_n и силы сжатия N_n равен $e_0 = \frac{M_n}{N_n}$.

Критическая температура определяется по графикам на рис. 3.44, 3.45 при значениях γ_{tem} , вычисленных по формулам (3.17, 3.17').

Таким образом, критическая температура центрально-сжатых и внецентренно-сжатых стальных элементов должна определяться из условия потери их прочности с использованием формул (3.4, 3.5) или данных в табл.3.2, а также из условия потери их устойчивости с использованием формул (3.14-3.17') или графиков на рис. 3.44, 3.45. Минимальное значение критической температуры, полученное из этих двух условий, используется для дальнейшего определения предела огнестойкости сжатых элементов.

Изменение температуры в твердых телах определяется в результате решения дифференциального уравнения теплопроводности Фурье.

Применительно к металлическим конструкциям, для получения аналитических решений этого уравнения используются граничные условия третьего рода, т.е. необходимо знать закон изменения температуры нагревающей среды и изменения коэффициента теплообмена между нагревающей средой и металлической конструкцией.

Изменение температуры нагревающей среды в соответствии со стандартной температурно-временной зависимостью описывается формулой (2.6), в которой значение коэффициента $\psi = 1$, а значение коэффициента теплообмена вычисляется по формуле (2.40). При этом значение приведенной степени черноты ε_{red} , вычисленное по формуле (2.42), с учетом степени черноты обогреваемой поверхности стальной конструкции $\varepsilon_0 = 0,74$ (см. таб. 2.2), составляет 0,655. Эти граничные условия нелинейны. Однако металл обладает большим коэффициентом

температуропроводности, что способствует быстрому выравниванию температуры на поверхности металла и в его толще.

Для получения аналитического решения уравнения теплопроводности Фурье необходимо использовать постоянное значение удельной теплоемкости металла. В этом случае дифференциальное уравнение нагрева металлического стержня имеет следующий вид

$$\alpha(t_b - t_{ст})Sd\tau = C_{tem,m}\rho_0Vdt_{ст}, \quad (3.18)$$

где α - коэффициент теплообмена, Вт/(м²К); t_b - температура нагревающей среды, °С; S - обогреваемая поверхность стержня, м²; $C_{tem,m}$ - усредненное (постоянное) значение удельной теплоемкости металла, Дж/(кгК); ρ_0 - средняя плотность металла, кг/м³; V - объем стержня, м³.

В соответствии с данным уравнением (3.18), представляющим собой уравнение теплового баланса, тепло, поступающее в стержень через обогреваемую поверхность S , расходуется на нагрев этого стержня объемом V .

Численные решения, реализованные на ЭВМ, позволяют решить дифференциальное уравнение теплопроводности Фурье не только для любых граничных условий и любой геометрии сечения конструкции, но также учесть нелинейность характеристик теплопереноса.

Выразим дифференциальное уравнение (3.18) в разностном виде, заменив значение $C_{tem,m}$ на значение C_{tem} , определяемое по формуле (2.27)

$$\alpha(t_b - t_{ст})S\Delta\tau = C_{tem}\rho_0V(t_{ст,\Delta\tau} - t_{ст}), \quad (3.19)$$

где $t_{ст,\Delta\tau}$ - изменение температуры стержня за расчетный интервал времени $\Delta\tau$.

Представим геометрические параметры стержня S и V в следующем виде: $S = U\ell$, а $V = A\ell$, где U - обогреваемый периметр стержня, м; A - площадь сечения стержня, м²; ℓ - длина стержня.

Подставив значения S и V в уравнение (3.19) и решив его относительно $t_{ст,\Delta\tau}$, получим

$$t_{ст,\Delta\tau} = t_{ст} + \frac{\alpha(t_b - t_{ст})}{C_{tem}\rho_0 t_{red}}, \quad (3.20)$$

где t_{red} - приведенная толщина металла, которая дает возможность стержень с любой конфигурацией поперечного сечения привести к простой пластине, м.

Из формулы (3.20) следует, что температура стержня за расчетный промежуток времени $\Delta\tau$ зависит только от приведенной толщины металла, значение которого равно

$$t_{red} = \frac{A}{U}, \quad (3.21)$$

Формулы для определения приведенной толщины металла для наиболее чисто встречающихся форм сечения стержней и условий их нагрева приведены в табл. 3.4.

С использованием формул (3.20, 3.21) были построены графики зависимости температуры незащищенных элементов стальных конструкций от приведенной толщины металла и времени их нагрева по режиму «стандартного» пожара (рис. 3.46). С помощью этих графиков определяется фактический предел огнестойкости незащищенных стальных конструкций и их элементов из условия потери несущей способности в условиях пожара.

При опирании на стальные элементы других конструкций (варианты частичного обогрева поверхности элемента, см. табл. 3.4) теплообмен между ними, при построении графиков на рис. 3.46, не учитывался.

Таким образом, для определения фактического предела огнестойкости незащищенных элементов металлических конструкций при действии «стандартного» пожара необходимо определить значения коэффициента γ_{tem} и критической температуры t_{cr} (статическая задача), а затем значение приведенной толщины металла t_{red} и предел огнестойкости P_{ϕ} (теплотехническая задача).

Порядок расчета предела огнестойкости элементов металлических конструкций в зависимости от характера их работы дан на рис. 3.47.

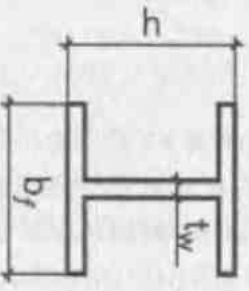
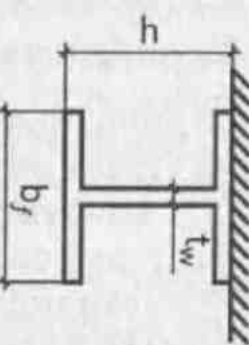
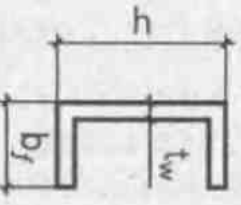
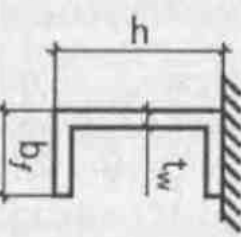
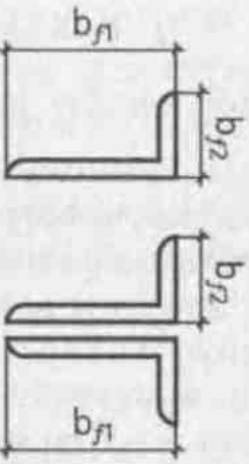
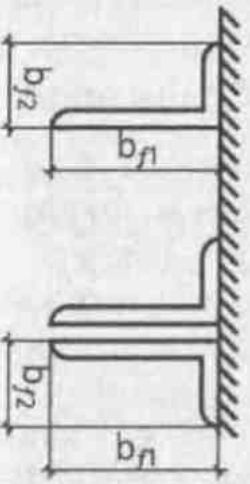
В ряде случаев для определения критической температуры t_{cr} необходимо использовать графоаналитический метод. В качестве примера рассмотрим порядок определения t_{cr} с использованием формулы (3.13'): обозначим левую часть формулы (3.13') в виде Φ ; задаемся значением времени действия пожара $\tau_{1...i}$; по формуле (3.21) вычисляем приведенную толщину металла; по графику на рис. 3.46 определяем температуру стального элемента $t_{1...i} = f(\tau_{1...i}, t_{red})$; с использованием табл. 3.2 или формул (3.2, 3.3) определяем значение коэффициента $\gamma_{tem1...i}$; по формуле (3.13') вычисляем значение $\Phi_{1...i}$; строим график зависимости $\Phi_{1...i} - t_{1...i}$ и для $\Phi = 1$ определяем значение t_{cr} .

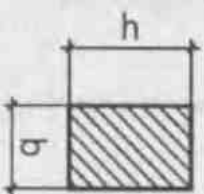
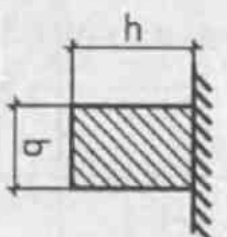
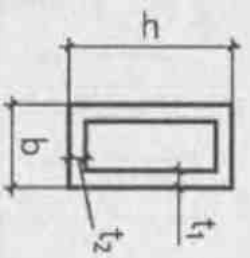
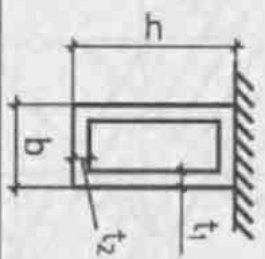
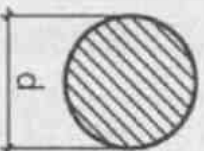
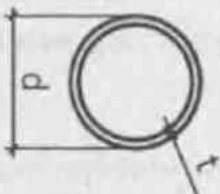
Фактический предел огнестойкости МК можно определить, используя Пособие [29]. Однако в данном пособии отсутствуют значения критической температуры, зависящие от уровня нагружения конструкции.

Предел огнестойкости МК, находящихся в условиях реального пожара, определяется следующим образом: для выбранных промежутков времени $\Delta\tau$, по формуле (3.20) вычисляется изменение температуры в конструкции $t_{ст,\Delta\tau}$, (для определения $t_{ст,\Delta\tau}$ используется значение

Приведенная толщина металла, t_{red} , без учета огнезащиты

Таблица 3.4.

Сечения, обогреваемые по всему периметру	t_{red}	Сечения при частичном обогреве периметра	t_{red}
1	2	3	4
	$\frac{A}{2(h + 2b_f - t_w)}$		$\frac{A}{2h + 3b_f - 2t_w}$
	$\frac{A}{2(h + 2b_f - t_w)}$		$\frac{A}{2h + 3b_f - 2t_w}$
	$\frac{A}{2(b_f + b_{f2})}$		$\frac{A}{2b_f + b_{f2}}$

1	2	3	4
	$\frac{hb}{2(h+b)}$		$\frac{hb}{2h+b}$
	$\frac{ht_1 - 2t_1t_2 + bt_2}{h+b}$		$\frac{2(ht_1 - 2t_1t_2 + bt_2)}{2h+b}$
	$0,25d$		
	$\frac{t(d-t)}{d}$		

А - площадь сечения, значения которой для прокатной фасонной стали даны в сортаменте, а для составных сечений определяется как сумма площадей их отдельных элементов

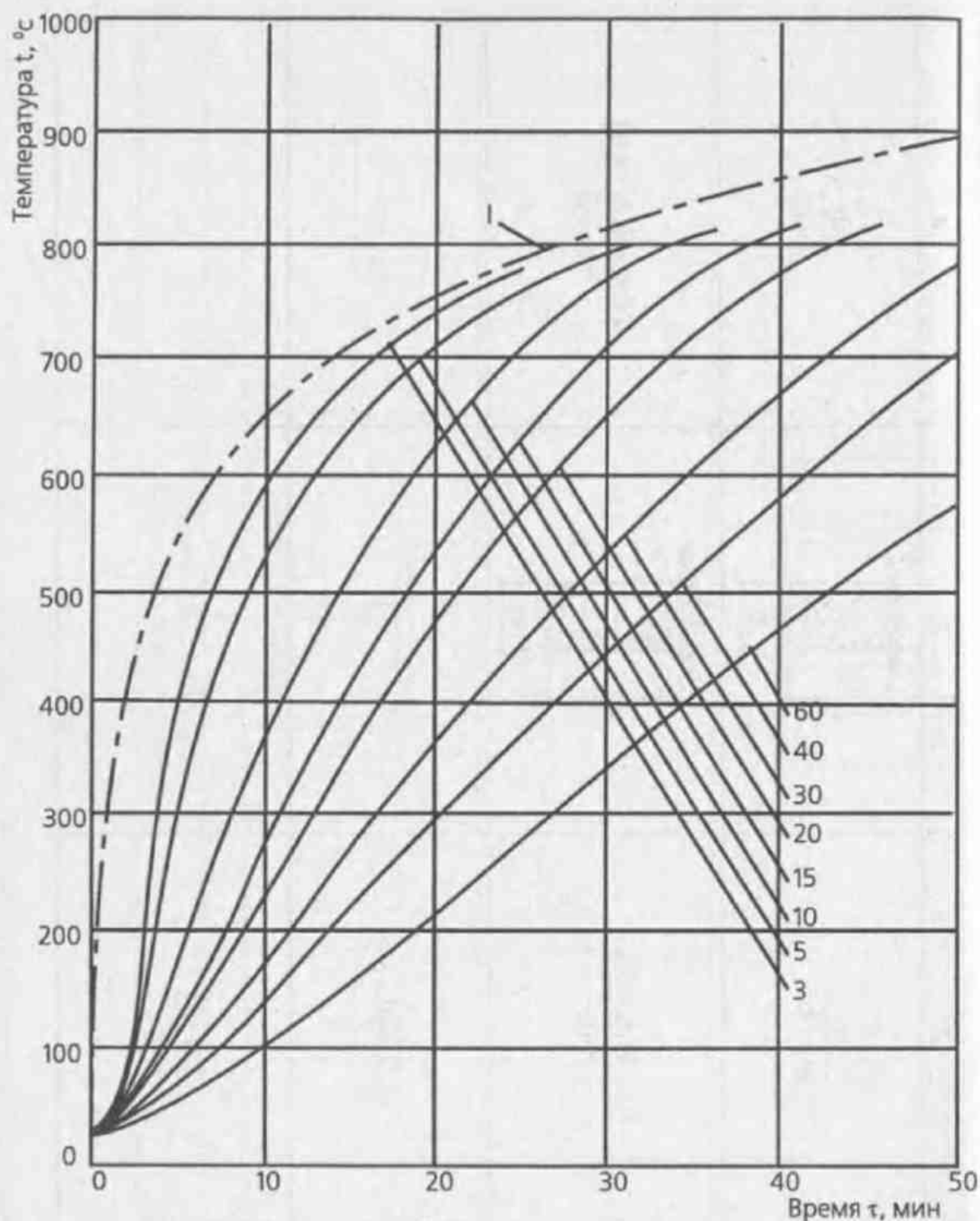


Рис. 3.46. Зависимость температуры незащищенных элементов стальных конструкций от времени нагрева по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла t_{red} , мм

коэффициента теплообмена α_{i-1} , вычисленного на предыдущем этапе расчета); зная температуры в конструкции $t_{ст} = \sum_1^i t_{ст, \Delta \tau}$, по табл. 3.2 или

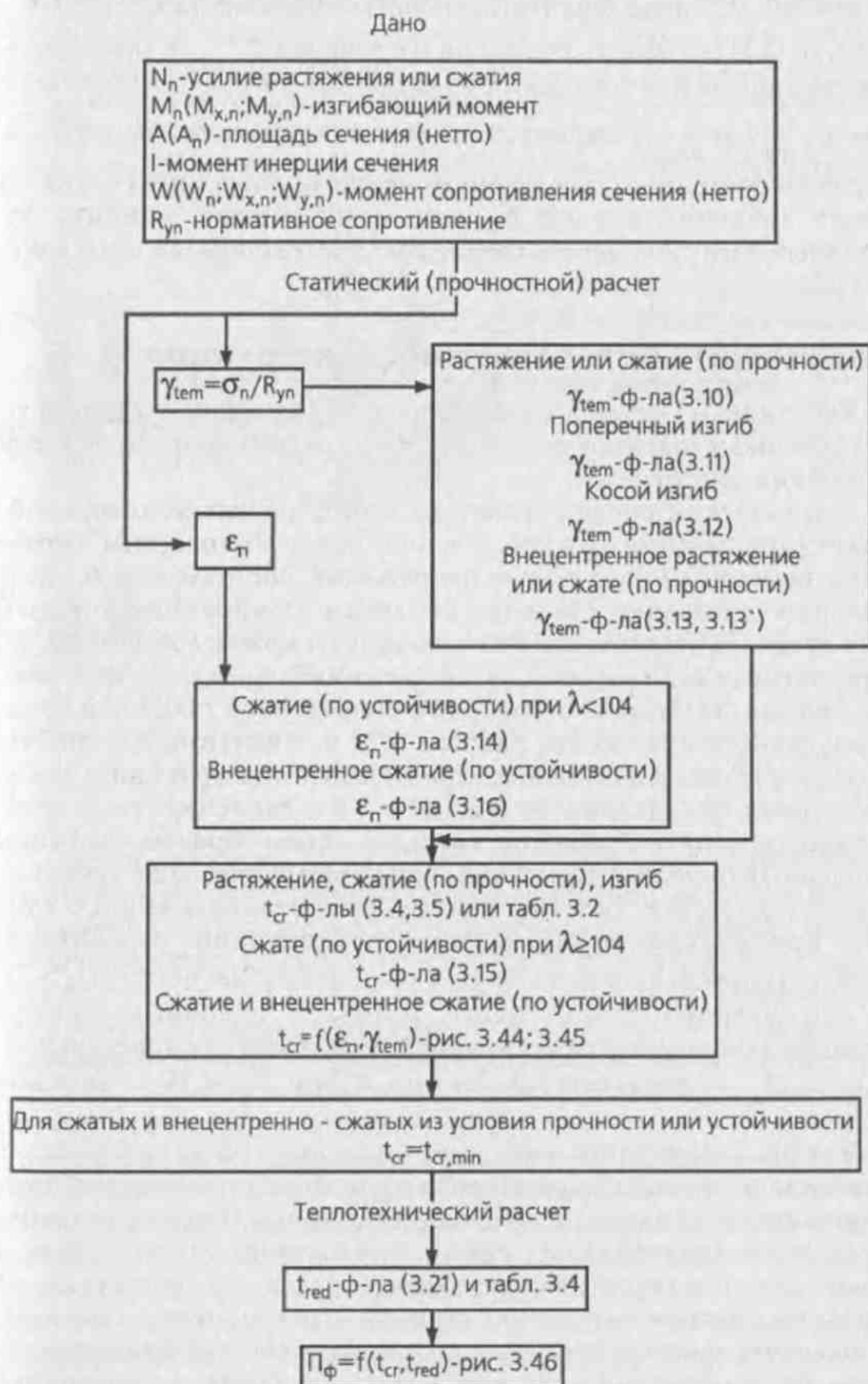


Рис. 3.47. Блок-схема определения фактического предела огнестойкости незащищенных металлических конструкций и их элементов

формулам (3.2, 3.3) определяются значения коэффициента $\gamma_{tem,i} = f(t_{ст,i})$, а по формуле (3.1) прочность стали при нагревании $R_{tem,i}$; в зависимости от характера работы конструкции определяется ее несущая способность $\Phi_{tem,i} = N_{p,tem,i}(M_{p,tem,i})$; строится график зависимости $\Phi_{tem,i} - \tau_i$ и для предельного состояния, при котором несущая способность, снижаясь, достигает значения усилия N_n или изгибающего момента M_n от нормативных нагрузок, определяется фактический предел огнестойкости P_ϕ (рис. 2.14).

3.4. Огнезащита металлических конструкций

Работникам Государственной противопожарной службы, а также проектировщикам довольно часто приходится решать вопросы огнезащиты металлических конструкций.

Фактический предел огнестойкости стальных конструкций при «стандартном» режиме пожара, в зависимости от толщины элементов сечения и величины действующих напряжений, составляет от 0,1 до 0,4 ч. Исключение составляют стальные оболочки, мембранные покрытия, у которых предел огнестойкости без огнезащиты может достигать 0,75 - 1 ч. При проектировании зданий и сооружений предел огнестойкости незащищенных стальных конструкций с приведенной толщиной металла в 1 см допускается принимать равным 0,25 ч. Значения же требуемых пределов огнестойкости основных строительных конструкций, в том числе металлических, составляют от 0,25 до 2,5 ч в зависимости от степени огнестойкости здания и типа конструкций. Таким образом, большинство незащищенных стальных конструкций удовлетворяют лишь требованиям по пределу огнестойкости 0,25 ч. Это позволяет сделать вывод о том, что область применения металлических конструкций ограничена по огнестойкости, так как не выполняется условие безопасности - $P_\phi \geq P_{тр}$.

Это условие безопасности является основным критерием обоснования необходимости огнезащиты металлических конструкций, т.е. если $P_\phi \geq P_{тр}$ - огнезащита не нужна, а при $P_\phi < P_{тр}$ - огнезащита необходима.

Выбор конкретного типа огнезащитного состава и материала, установление их областей применения производятся на основе технико-экономического анализа с учетом: величины требуемого предела огнестойкости конструкции; типа защищаемой конструкции; вида нагрузки; температурно-влажностных условий эксплуатации и производства монтажных работ; степени агрессивности окружающей среды по отношению к огнезащите и материалу конструкции; увеличения нагрузки на конструкцию за счет массы огнезащиты; трудоемкости монтажа огнезащиты; эстетических требований к конструкции, технико-экономических показателей.

Наиболее надежными способами огнезащиты в настоящее время являются [30]: облицовки из негорючих материалов; огнезащитные покрытия; подвесные потолки.

В качестве облицовочных материалов для огнезащиты МК используются бетон, кирпич, гипсокартонные листы (ГКЛ) и другие плитные и листовые изделия, а также различные типы штукатурки (рис. 3.48).

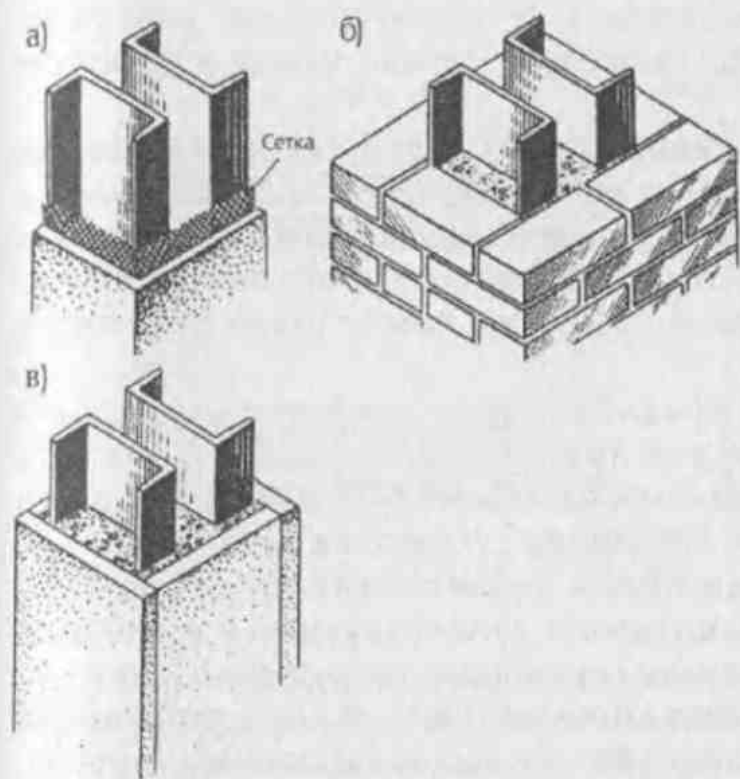


Рис. 3.48. Облицовка стальных колонн:
а - бетоном или штукатуркой по сетке;
б - кирпичем;
в - плитным материалом

Обетонирование. Огнезащита металлических конструкций при помощи бетона в отечественном строительстве применяется сравнительно часто. Применение бетонной защиты наиболее рационально в том случае, когда одновременно производится усиление ригелей, колонн или стоек, например, при реконструкции зданий и сооружений. Обетонирование производят после прикрепления к колонне армирующей сетки (рис. 3.48,а). Толщина слоя бетона составляет 5 см, если требуется предел огнестойкости 2 часа, и 6 см, если требуется 2,5 часа. Обетонирование является эффективным способом огнезащиты МК.

Облицовка из кирпича. Кирпичную облицовку наиболее часто применяют для повышения предела огнестойкости колонн и стоек (рис. 3.48,б). Кладку для огнезащитной облицовки выполняют из глиняного обыкновенного и силикатного кирпича на цементно-песчаном растворе марки не ниже 50. Устройство огнезащитной облицовки из пустотелых и щелевых кирпичей допускается толщиной только в 1/2 кирпича (120 мм). Кладку выполняют с однорядной перевязкой швов. Горизонтальные и вертикальные швы заполняют раствором с последующей разделкой их снаружи «под расшивку». При устройстве облицовки кирпичом учитывают, что у стали и кирпича коэффициенты линейного расширения

отличаются в 3 раза. Поэтому устраивают зазор между металлической конструкцией и кирпичной кладкой. Для усиления кирпичную кладку армируют проволокой диаметром до 8 мм. Для получения предела огнестойкости 2 часа достаточен слой кирпича толщиной 6,5 см.

Облицовки из бетона и кирпича не боятся сырости, могут применяться при практически любых температурно-влажностных условиях, при наличии агрессивной среды, они устойчивы к атмосферным воздействиям и динамическим нагрузкам. Но эти способы огнезащиты связаны с трудоемкими опалубочными и арматурными работами, малопроизводительны, значительно утяжеляют каркас здания и удлиняют сроки строительства.

Облицовки из теплоизоляционных плит. Наиболее перспективны облицовки из теплоизоляционных плит на основе перлита, вермикулита и цемента, асбестоперлитобетонных и полужестких минераловатных плит (рис. 3.48,в) и (рис. 3.49). Заводская толщина плит составляет около 5 см, что обеспечивает предел огнестойкости до 2 часов при условии надежного крепления плит к конструкции.

Эффективным способом крепления плит является приварка к защищаемой конструкции выпусков арматуры, введенной в плиты в процессе их изготовления. Швы заделывают тем же составом, из которого изготовлены плиты. Другой способ крепления - установка нащельников из холодноотянутых профилей. Нащельники крепятся самонарезающими винтами и в условиях пожара ограничивают температурные и усадочные деформации плит и исключают их преждевременное разрушение.

Облицовка гипсокартонными листами (ГКЛ). В настоящее время разработана огнезащитная облицовка из гипсокартонных листов. Конструкции выполнены применительно к многоэтажным зданиям и сооружениям со стальным несущим каркасом, с междуэтажными перекрытиями из сборных железобетонных плит или монолита. Эти конструкции значительно легче кирпичной или бетонной облицовки, индустриальны, эффективны с точки зрения огнестойкости. При применении ГКЛ допускается демонтаж огнезащитной облицовки и выполнение различных работ по усилению несущих конструкций, а также повторного нанесения антикоррозионного покрытия несущих конструкций здания. Внутреннюю полость между огнезащитой и элементами несущей конструкции можно использовать для монтажа различных инженерных конструкций.

Огнезащитные облицовки из гипсокартонных листов являются довольно перспективными. Один слой толщиной 16 мм может обеспечить предел огнестойкости колонн и ригелей до 1 ч. Но, учитывая возможность преждевременного разрушения гипсокартонных листов при пожаре из-за технологических дефектов, рекомендуется устраивать огнезащиту не в один, а в два слоя.

Для устройства огнезащиты из ГКЛ (рис. 3.50) используются дополнительные крепежные элементы из холодноотянутых профилей,

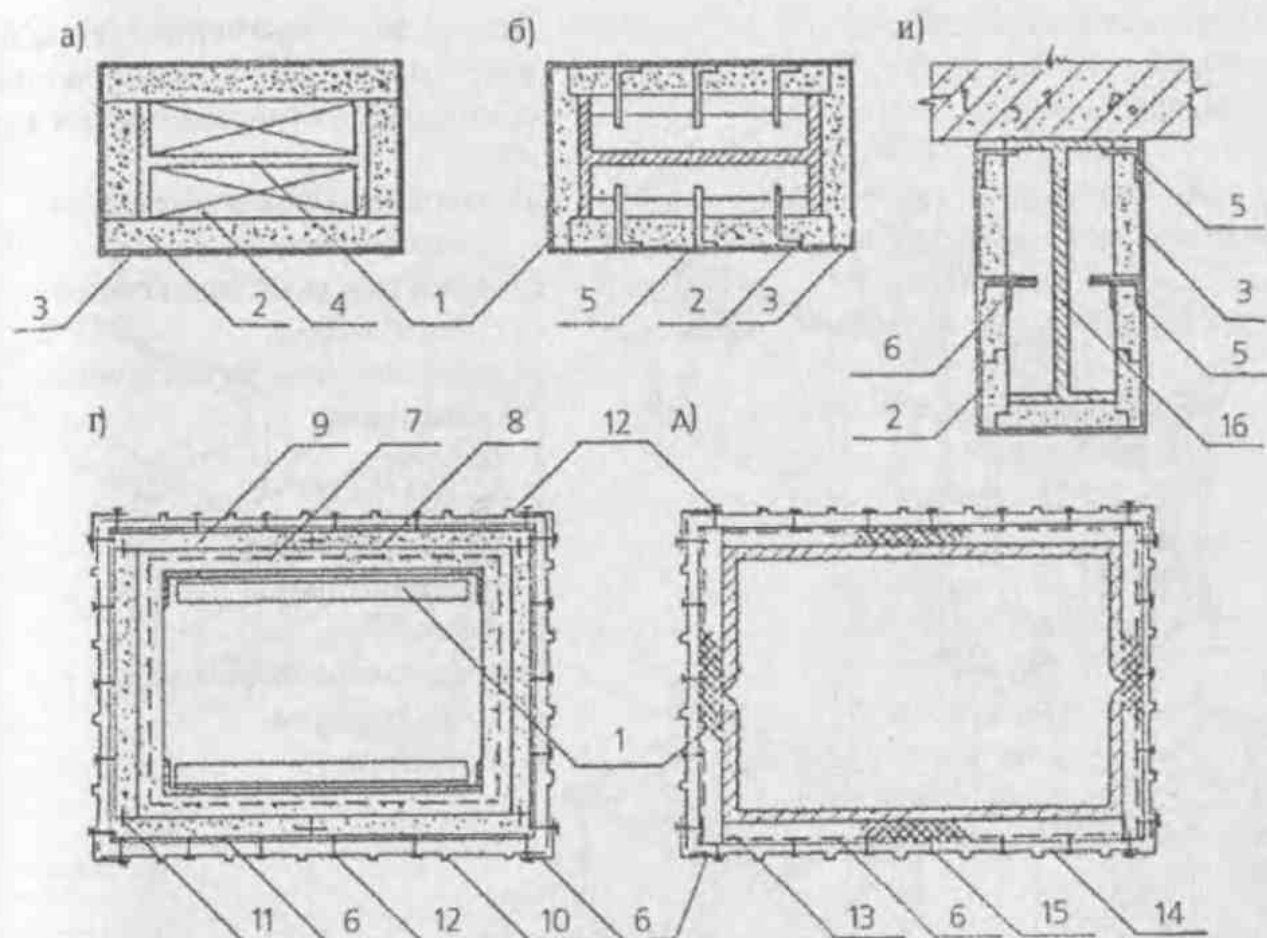


Рис. 3.49. Облицовка металлических конструкций теплоизоляционными плитами: а-в - перлитофосфогелиевыми; г - перлитовыми и алюминиевыми листами; д - полужесткими минераловатными. 1 - колонна; 2 - перлитофосфогелевая плита; 3 - стеклохолст; 4 - перлитофосфогелевая пробка; 5 - шпилька; 6 - уголок; 7 - сетка; 8 - цементно-песчаный раствор; 9 - перлитовая плита; 10 - профилированный алюминиевый лист; 11 - стальная пластина; 12 - самонарезающий винт; 13 - полужесткая минераловатная плита; 14 - стальной профилированный лист; 15 - заклепка; 16 - балка

образующие каркас. Расстояние между продольными элементами каркаса 50 см. Кроме продольных, имеются также поперечные элементы каркаса, размещаемые через 90 см на ригеле или через 1,2 м на колонне, а также в местах стыков гипсокартонных листов. Элементы каркаса прикрепляют самонарезающими винтами. Стыки облицовок между собой и конструкциями здания перекрываются стальными нащельниками, прикрепляемыми самонарезающими винтами с шагом 200 мм.

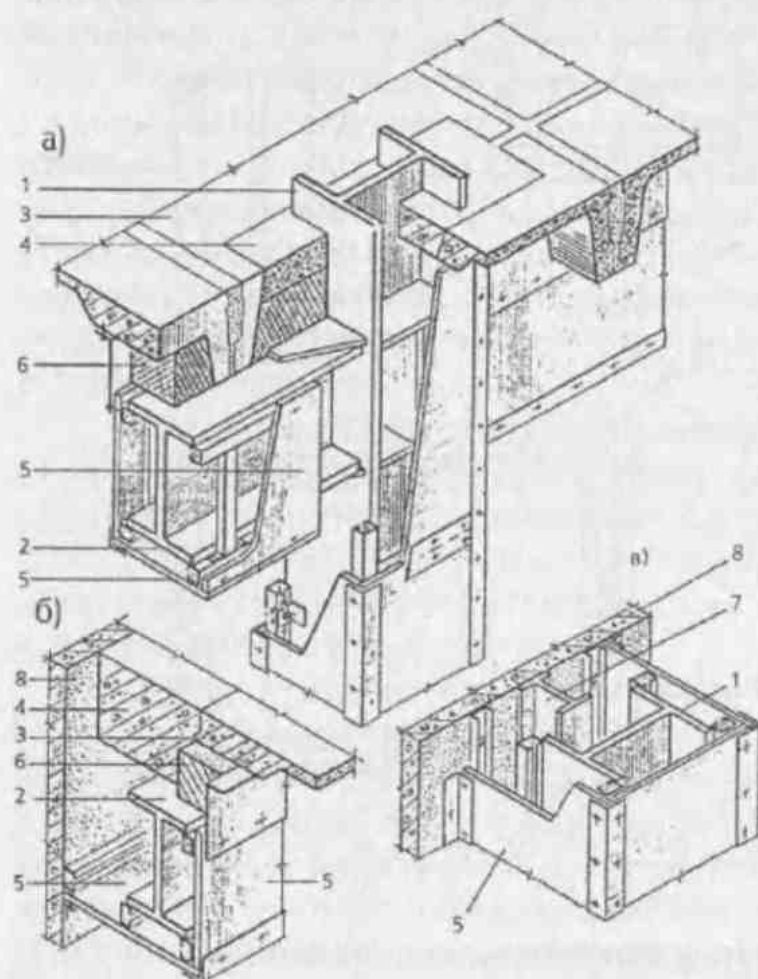
В местах опирания ребристых плит перекрытия на ригели устраивают дополнительную теплоизоляцию в виде пояса из минеральной ваты (рис. 3.50, а, б). Нащельники теплоизоляционного пояса крепят к железобетонным конструкциям дюбель-гвоздями.

Особое внимание обращают на места примыкания облицовки к стенкам, перегородкам и потолкам (рис. 3.50, б, в). Нащельники крепят к ограждающим конструкциям дюбель-гвоздями.

Рис. 3.50. Фрагменты стальных конструкций с огнезащитной облицовкой из гипсокартонных плит (ГКЛ):

а - защита узла соединения рядовой колонны с ригелем;
б - защита ригеля, расположенного у стены здания;
в - защита колонны, расположенной у стены здания;

1 - колонна;
2 - ригель;
3 - плита перекрытия;
4 - монолитный бетон;
5 - обшивка;
6 - теплоизоляционный пояс;
7 - стойка фахверка;
8 - стена здания



Штукатурка. Традиционным видом огнезащитного покрытия является цементно-песчаная штукатурка (рис. 3.48, а). Для ее приготовления используются цемент и песок. Она рекомендуется для защиты таких металлоконструкций зданий как колонны, ригели, элементы связей, узлы сопряжения между элементами (рис. 3.51).

Использование цементно-песчаной штукатурки обусловлено такими достоинствами как недефицитность материалов для приготовления состава, простота изготовления, возможность механизированного нанесения, обеспечение значительного предела огнестойкости защищаемой конструкции. Эффективность использования цементно-песчаной штукатурки в качестве огнезащитного материала представлена в табл. 3.5.

В то же время этот вид огнезащиты имеет ряд недостатков, ограничивающих его применение, к которым относятся: большая трудоемкость работ по нанесению покрытия из-за необходимости армирования стальной сеткой; большие нагрузки на фундаменты зданий за счет утяжеления каркаса; необходимость применения антикоррозионных составов.

Стремление снизить массу огнезащитной облицовки привело к разработке в последнее время легких штукатурок и покрытий на основе асбеста, перлита, вермикулита, фосфатных соединений и других

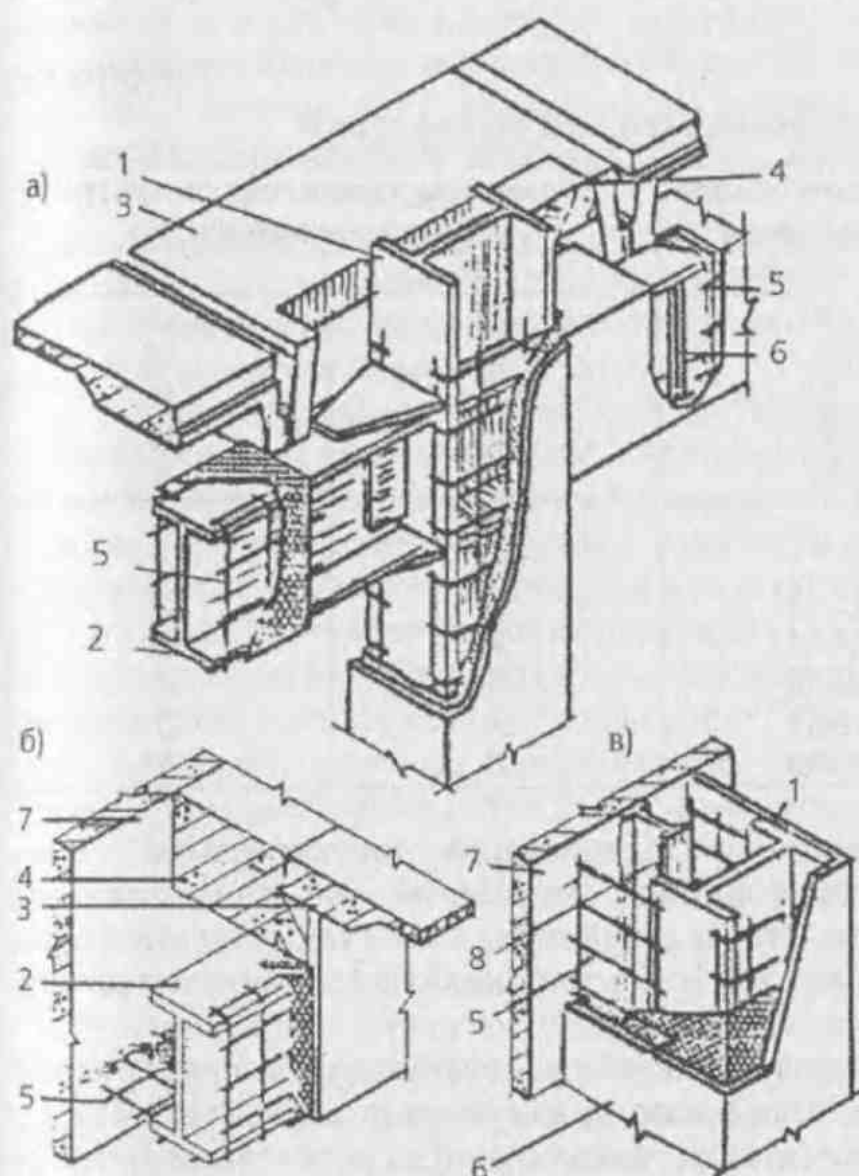


Рис. 3.51. Фрагменты стальных конструкций с огнезащитной облицовкой из штукатурок различного состава:

- а - защита узла соединения рядовой колонны с ригелем;
 б - защита ригеля, расположенного у стены здания;
 в - защита колонны, расположенной у стены здания;
 1 - колонна;
 2 - ригель;
 3 - плита перекрытия;
 4 - монолитный бетон;
 5 - арматурная сетка;
 6 - штукатурка;
 7 - стена здания;
 8 - стойка фахверка

эффективных материалов. Эти облицовки имеют малую плотность ($200-600 \text{ кг/м}^3$) и поэтому низкую теплопроводность. В случае пожара они не выделяют дыма и токсичных продуктов.

В последнее время применяются облегченные штукатурки, наносимые механическим способом. Примером является перлитовая штукатурка. Исходя из вида конструкции, ее толщины и требуемого

Таблица 3.5

Огнезащитный эффект цементно-песчаной штукатурки

Элемент конструкции	Толщина защитного слоя штукатурки, мм при требуемых пределах огнестойкости, ч			
	0,75	1,50	2,00	2,50
Колонна	25	38	50	60
Ригель	10	20	25	30

предела огнестойкости, значения толщины перлитовой штукатурки даны в табл. 3.6.

Таблица 3.6.

Толщина слоя перлитовой штукатурки

Конструкции	Минимальная толщина конструкции, мм	Минимальная толщина покрытия, мм, при пределах огнестойкости, ч	
		1,00	0,75
Сварная балка и колонна двутаврового сечения	14	20	15
	16	20	15
	20	15	10
	30	10	10
	50	10	5
Балки и колонны в виде прокатных двутавров			
№ 10-14	4,5-4,9	30	25
№ 16-18а	5,0-5,1	30	25
№ 20-24а	5,2-5,6	30	25
№ 27-30а	6,0-6,5	30	25
№ 33-40а	7,0-8,3	25	20

При проектировании и выполнении штукатурных работ необходимо учитывать требования технологии ее нанесения на защищаемую поверхность. Чтобы штукатурка не отвалилась в самом начале пожара перед ее нанесением конструкцию тщательно очищают от грязи, пыли, ржавчины и крепят к ней стальную сетку.

При использовании плоской сетки к металлической конструкции приваривают шпильки. К шпилькам приваривают стальную сетку с размером ячейки до 100 мм. Сетку устанавливают на расстоянии 10 мм от металлической поверхности для того, чтобы штукатурный раствор проник под сетку и штукатурка была надежно прикреплена к конструкции. При использовании объемной сетки Рабица она накладывается непосредственно на поверхность конструкции, после чего концы стальных шпилек загибаются, что обеспечивает закрепление сетки на поверхности конструкции.

Для штукатурки, наносимой методом полусухого торкретирования, в качестве армирующих элементов используются Г-образные шпильки из проволоки. Шпильки приваривают к защищаемой конструкции шагом 200 мм и отгибают таким образом, чтобы расстояние от их концевых кромок до поверхности конструкций составляло 10 мм.

Балки и колонны, выполненные из двутавра или швеллера полками наружу, перед креплением армирующей сетки обвертывают стеклотканью или фольгой, закрывающей пустоты и снижающей расход дефицитных теплоизоляционных материалов. Для увеличения жесткости слоя облицовки применяется арматурный каркас. Огнезащитные штукатурки могут наноситься как на заводе, так и непосредственно на стройплощадке

вручную или механизированным способом. Для нанесения составов, имеющих достаточно высокую прочность в первые минуты после нанесения, а также составов на основе быстросхватывающихся вяжущих, применяют метод полусухого торкретирования. При этом нанесение штукатурки выполняется с помощью цемент-пушек с производительностью 1-2 м³/ч.

Наряду с методом полусухого торкретирования применяется метод набрызга. Для нанесения штукатурки этим методом во внутренних помещениях используется специальная установка производительностью до 1,2 м³/ч и дальностью подачи до 30 м.

Легкие огнезащитные штукатурки более эффективны по сравнению с цементно-песчаными, т.к. обеспечивая одинаковый предел огнестойкости конструкции, они значительно меньше утяжеляют каркас здания. В то же время этому виду покрытий свойственны недостатки: материал покрытий мягкий, имеет небольшую конструктивную прочность, легко отслаивается от поверхности металла. Такое покрытие нельзя использовать для открытых поверхностей, незащищенных от механических повреждений, а также для наружных работ. Эти покрытия не защищают от коррозии и не отвечают эстетическим требованиям. Необходимость применения арматурных сеток увеличивает трудоемкость работ.

Огнезащитные покрытия. Одним из перспективных способов огнезащиты металлических конструкций являются высокоэффективные покрытия, которые наносят на поверхность конструкции сравнительно тонким слоем. Эти покрытия могут быть невспучивающимися и вспучивающимися.

Среди огнезащитных невспучивающихся покрытий типа ОФП до последнего времени применялся состав ОФП-ММ (ГОСТ 23791-79). Однако, из-за наличия асбеста в рецептуре этого покрытия оно было запрещено к дальнейшему применению. Вместо него в настоящее время используется состав ОФП-МВ (ГОСТ 25665-83), в котором асбест заменен на гранулированную минеральную вату. По своим огнезащитным и физико-механическим свойствам, способу нанесения, используемым механизмам для нанесения, эти составы идентичны. Различие имеется лишь в подготовке рабочего состава.

В настоящее время широко применяется и облегченное покрытие марки ОПВ-180 (ВСН 113-84), в состав которого входят гипсоцементное пуццолановое вяжущее, муллитокремнеземное волокно, пластификатор и шлам флотации фосфоритных руд.

Вспучивающиеся огнезащитные покрытия представляют собой композиционные материалы, включающие полимерное вяжущее и наполнители (антипирены, газообразователи, жаростойкие вещества и стабилизаторы вспененного угольного слоя). При вспучивании и одновременном обугливание происходит образование мелкоячеистого по структуре слоя, обладающего низкой теплопроводностью, в результате чего резко замедляется прогрев металлических конструкций.

Огнезащитный состав ОЗС-МВ на основе жидкого стекла, неорганических наполнителей и выгорающих добавок предназначен для создания на поверхности металла огнезащитного вспучивающегося покрытия с целью повышения огнестойкости стальных металлических конструкций, эксплуатируемых внутри помещений зданий, сооружений промышленного и гражданского назначения с относительной влажностью не более 80%. Состав сертифицируется в соответствии с требованиями ГОСТ 9980.1-86Е. Состав наносится на стальные поверхности, обработанные грунтами типа ГФ по ГОСТ 12707-77, а также на неогрунтованные поверхности.

Огнезащитный состав ОЗС-МВ позволяет отказаться от значительного количества ручных работ в строительстве, т.к. заменяют оштукатуривание по металлической сетке, что позволяет экономить дефицитные материалы - сталь, цемент, известь и др.; осуществлять работы по огнезащите механизированными средствами; сократить удельный расход материалов для огнезащиты. В настоящее время используются также огнезащитные покрытия типа ОВПФ-А, «Экран-М» [31].

Эффективность перечисленных видов огнезащиты приведена в табл. 3.7.

Таблица 3.7.

Виды огнезащиты и их эффективность

№№ п/п	Вид огнезащиты	Средняя плотность кг/м ³	Толщина огнезащиты в мм при требуемых пределах огнестойкости, ч				
			0,75	1	1,5	2,0	2,5
1.	Огнезащитные облицовки: кирпич; гипсокартонные листы (ГКЛ)	1800	65	65	65	65	120
		850	16	16	32	32	-
2.	Обетонирование	2500	-	-	-	50	60
3.	Огнезащитные покрытия: цементно-песчаная штукатурка; перлитовая штукатурка; фосфатные покрытия (ОФП- ММ, ОФП-МВ);	1800	25	30	40	50	60
		500	15	20	30	40	50
		300	15	20	30	40	45
4.	ОЗС-МВ	1230	8,1	-	-	-	-

Огнестойкие подвесные потолки являются эффективным средством повышения огнестойкости металлических конструкций покрытий и перекрытий. Особенно целесообразны подвесные потолки для огнезащиты ферм и структур. Непосредственная защита каждого элемента этих конструкций облицовками или вспучивающимися покрытиями трудоемка и

недостаточно надежна, так как трудно осуществима в узловых соединениях элементов конструкций.

Устройство подвесного огнезащитного потолка более надежно, так как между потолком и защищаемой конструкцией создается воздушный зазор, который дополнительно повышает ее предел огнестойкости. Наиболее простым и дешевым подвесным потолком является потолок из минераловатных плит, уложенных на стальную сетку или различные штукатурки по сетке. Сетка с помощью стальных стержней, расположенных с шагом 0,8-1 м, подвешивается к нижнему поясу ферм или структур. Наружная поверхность потолка закрывается декоративным материалом. При толщине плит 50-80 мм подвесной потолок повышает предел огнестойкости ферм и структур до 0,75-1 ч.

Конструктивное решение подвесного потолка с применением ГКЛ показано на рис. 3.52. Конструкция потолка состоит из металлического каркаса, облицовки и крепежных элементов. Толщина подвесных потолков, включающих каркас и облицовку, составляет от 40 до 84 мм. Расстояние от экранов до плоскости защищаемой поверхности 80-350 мм. В качестве облицовок защитных экранов подвесных потолков используются: гипсобетонные плиты толщиной 14 мм; утяжеленные и облегченные гипсокартонные перфорированные плиты толщиной 30 мм с заполнением минеральной ватой и наклейкой алюминиевой фольги; декоративные гипсовые плиты толщиной 20 мм; минераловатные плиты; минераловатные плиты на синтетическом связующем толщиной 30 мм.

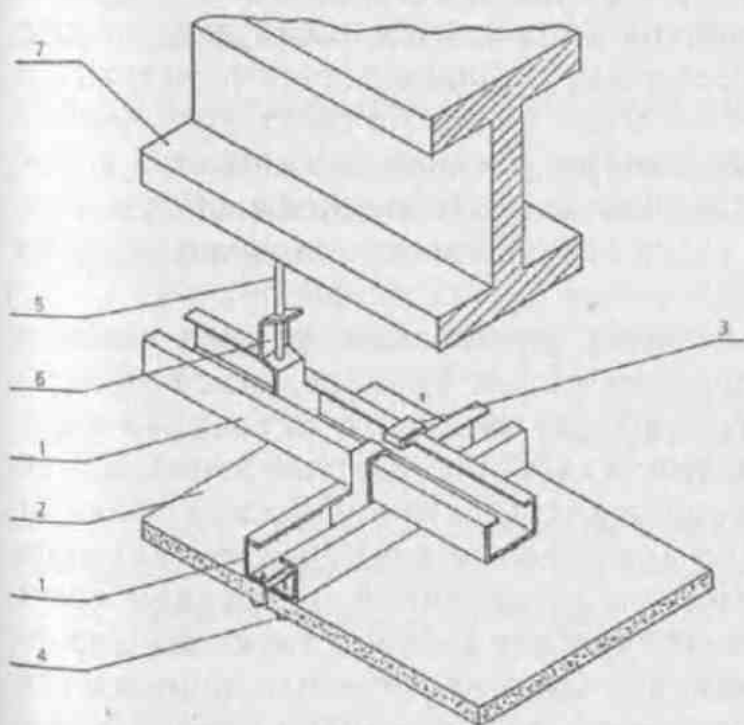


Рис. 3.52. Конструкция огнезащитного подвесного потолка:

- 1 - швеллер из листовой стали;
- 2 - гипсокартонный лист;
- 3 - хомут;
- 4 - самонарезающий винт;
- 5 - подвеска;
- 6 - пружина подвески;
- 7 - защищаемая стальная конструкция

Использование таких подвесных потолков позволяет обеспечить предел огнестойкости МК до 0,75-2,5 ч.

Наиболее надежными конструкциями потолка являются такие, которые имеют облицовки и герметичные стыки. Устройство в подвесном потолке отверстий и проемов снижает его огнезащитную способность. Так, например, устраиваемая для целей вентиляции сквозная перфорация площадью 2,7% в плитах потолка снижает его огнезащитную способность в два раза.

Зарубежная и отечественная практика предусматривают в качестве огнезащиты металлических конструкций применять водяное охлаждение этих конструкций. Вода для охлаждения может подаваться непосредственно на поверхность конструкции от спринклерных, дренчерных и других систем. Необходимо, чтобы оросители были направлены на защищаемые конструкции. Вся система подачи воды под давлением должна быть рассчитана с учетом необходимости питания всех устройств, предназначенных для защиты каркаса. Для повышения эффективности охлаждения несущих конструкций система автоматического пожаротушения должна иметь специальные устройства, обеспечивающие бесперебойную подачу достаточного количества воды на защищаемые элементы.

Конструкции, выполненные из элементов полого сечения, например труб, могут заполняться водой для их охлаждения при пожаре. Такие конструкции называются водонаполненными.

Водонаполненные конструкции поверху и понизу объединены в замкнутую сеть [17]. Уровень воды поддерживается с помощью вышерасположенного резервуара, который одновременно является компенсатором при увеличении объема воды и источником испарения. Когда во время пожара такие колонны нагреваются, в системе, за счет подъема нагретой в отдельных местах воды, устанавливается естественная циркуляция, которая удаляет приток тепла и способствует охлаждению конструкции, находящейся в очаге пожара. Достижение нагретой водой температуры кипения и ее испарение зависят главным образом от длительности и размеров пожара, а также от количества циркулирующей в системе воды.

За счет испарения происходит понижение уровня воды в резервуарах, причем питание системы может производиться либо из резервуара достаточной емкости, либо из внешнего источника (рис. 3.53, а, б). Таким образом, вся система остается полностью заполненной водой на протяжении всего пожара, а достаточное удаление тепла от нагретых стальных элементов при достижении температуры кипения обеспечивается за счет охлаждения при испарении. Конструкции могут быть постоянно заполнены водой, что требует соответствующих мер по борьбе с коррозией и обеспечению их герметичности или заполняться водой из водопровода при пожаре в результате вскрытия спринклера и открывания связанного с ним автоматического клапана. Предотвратить замерзание воды можно с помощью добавки соответствующего антифриза,

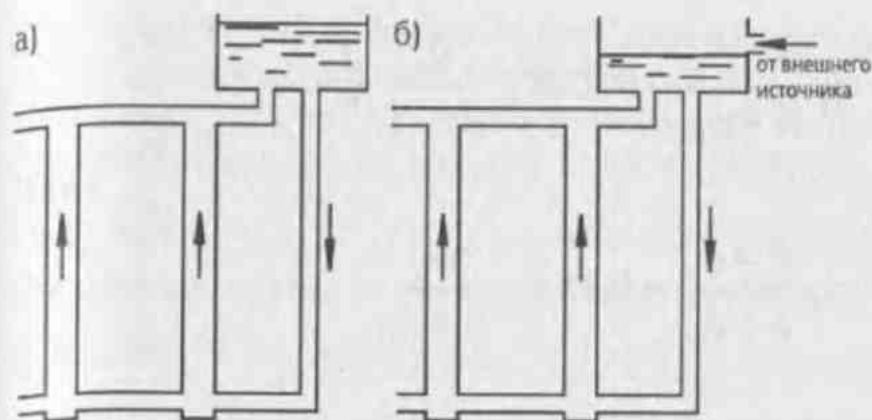


Рис. 3.53. Водонаполненные конструкции с питанием водой:
а - из резервуара большой емкости;
б - из внешнего источника

а внутренней коррозии можно избежать с помощью добавки ингибитора коррозии.

В некоторых случаях можно вынести несущие металлоконструкции за габариты ограждающих конструкций. Металлические колонны можно разместить снаружи, а стеновые панели - прикрепить с внутренней стороны здания. Металлические фермы - защитить подвесным потолком. Таким образом, можно исключить прямое воздействие огня на несущие металлические конструкции и повысить устойчивость здания или сооружения к воздействию пожара.

Расчет фактического предела огнестойкости металлических конструкций с учетом огнезащитной облицовки выполняется в следующей последовательности: в рамках статического (прочностного) расчета, в зависимости от характера работы конструкции или ее элементов, определяется значение критической температуры t_{cr} без учета их огнезащиты; в рамках теплотехнического расчета вычисляется приведенная толщина металла с учетом его огнезащиты $t_{red,0}$ и по графикам определяется значение фактического предела огнестойкости $\Pi_{\phi} = f(t_{cr}; t_{red,0})$.

Значения приведенной толщины защищенной металлической конструкции, обогреваемой со всех сторон, определяются в зависимости от конфигурации ее сечения [21].

Для коробчатого сечения с огнезащитной облицовкой (рис. 3.54,а) значение приведенной толщины равно

$$t_{red,0} = \frac{t_{red,x}h + t_{red,y}b}{h+b}, \quad (3.22)$$

где $t_{red,x}$ и $t_{red,y}$ - значения приведенной толщины при обогреве конструкции вдоль осей X и Y; h и b - высота и ширина сечения.

В формуле (3.22) значения $t_{red,x}$ и $t_{red,y}$ соответственно равны:

$$t_{red,x} = \delta_x \frac{h - \delta_y}{h + \delta_0} - 0,25 K_0 \frac{\delta_0^2}{h + \delta_0}; \quad (3.23)$$

$$t_{red,y} = \delta_y \frac{b - \delta_x}{b + \delta_0} - 0,25 K_0 \frac{\delta_0^2}{b + \delta_0},$$

где δ_x и δ_y - толщина стенок вдоль осей X и Y; δ_0 - толщина огнезащитной облицовки.

Значение коэффициента K_0 в формулах (3.23)

$$K_0 = \frac{C_0 \rho_0}{C_{ст} \rho_{ст}}, \quad (3.24)$$

где C_0 и $C_{ст}$ - начальные значения удельной теплоемкости огнезащитной облицовки и стали (табл. 2.2); ρ_0 и $\rho_{ст}$ - средняя плотность огнезащитной облицовки и стали (табл. 2.2).

Приведенная толщина сечения трубы (рис. 3.54,б)

$$t_{red,0} = \delta \frac{d - \delta}{d + \delta_0} - 0,25 K_0 \frac{\delta_0^2}{d + \delta_0}, \quad (3.25)$$

где δ - толщина стенки сечения трубы; d - наружный диаметр трубы; δ_0 - толщина огнезащитной облицовки; K_0 - коэффициент, определяемый по формуле (3.24).

В случае сплошного круглого сечения значение $t_{red,0}$ определяется по формуле (3.25) при $\delta = 0,5d$, где d - диаметр сечения.

Приведенная толщина для двутаврового сечения высотой h в случае облицовки толщиной δ_0 по контуру (рис. 3.54,в):

для полок толщиной t_f

$$t_{red} = 0,5 t_f; \quad (3.26)$$

для стенки толщиной t_w

$$t_{red} = 0,5 t_w \frac{h - 1,5 t_f}{h - 2 t_f - \delta_0} - 0,25 K_0 \frac{\delta_0^2}{h - 2 t_f - \delta_0}, \quad (3.27)$$

где K_o - коэффициент, определяемый по формуле (3.24).

Далее в расчетах в качестве $t_{red,o}$ используется минимальное значение t_{red} , вычисленное по формулам (3.26, 3.27).

Приведенная толщина для двутаврового сечения высотой h и шириной полки b_f , в случае использования облицовки толщиной δ_0 с воздушным зазором между стенкой двутавра и облицовкой (рис. 3.54, г) вычисляется по формулам (3.22-3.24), при этом: $\delta_x = 0,5t_w$; $\delta_y = t_f$; $b = b_f$.

Вычислив значение приведенной толщины $t_{red,o'}$ в зависимости от вида и толщины огнезащитной облицовки (рис. 3.54), по графикам на рис. 3.55-3.66 (данные ЦНИИСК им. Кучеренко) определяют значение фактического предела огнестойкости металлической конструкции или ее элементов, обогреваемых температурой «стандартного» пожара.

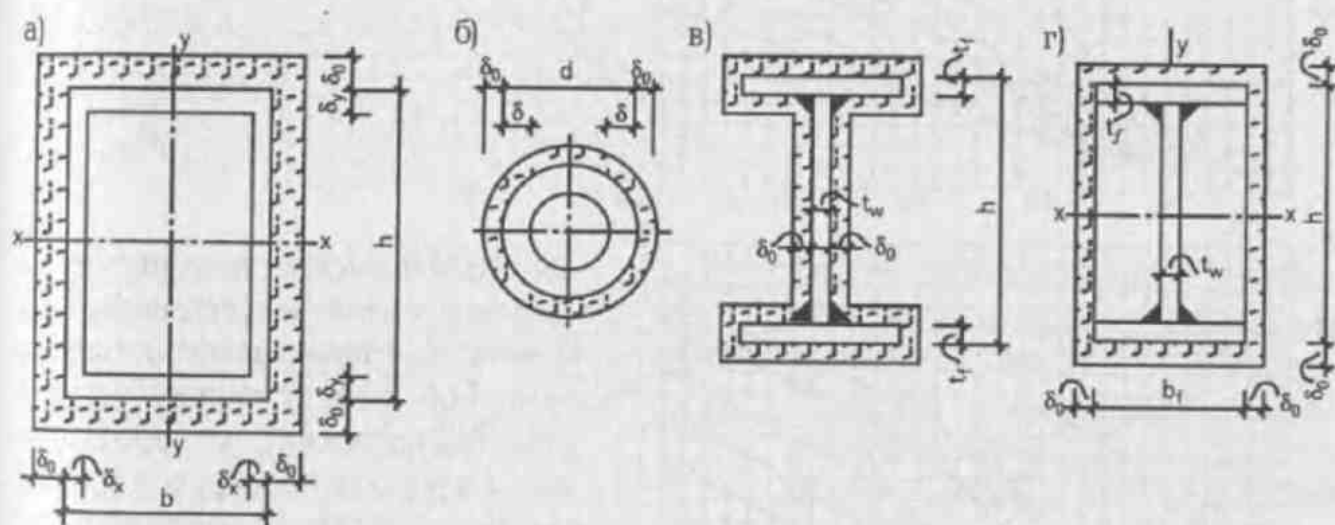


Рис. 3.54. К расчету предела огнестойкости металлических конструкций с учетом их огнезащитной облицовки и в зависимости от вида сечения: а - коробчатое; б - труба; в, г - двутавр

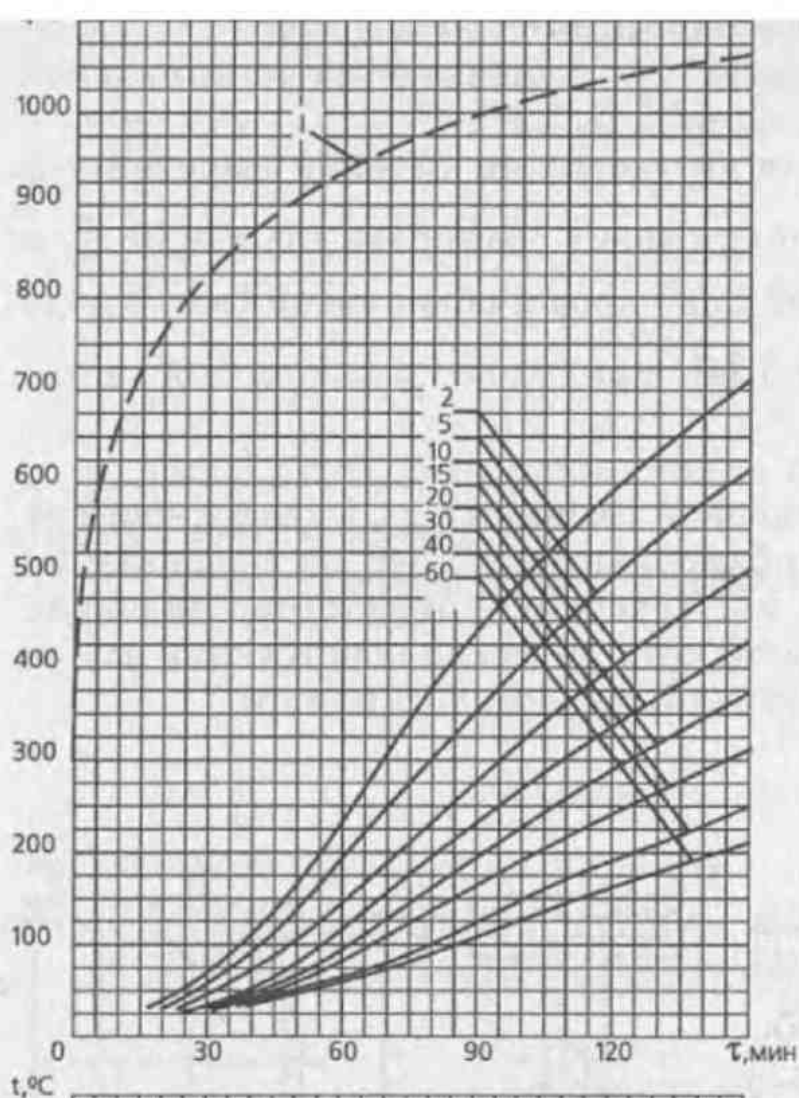


Рис. 3.55. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из красного кирпича толщиной 65 мм от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{red},0}$, мм)

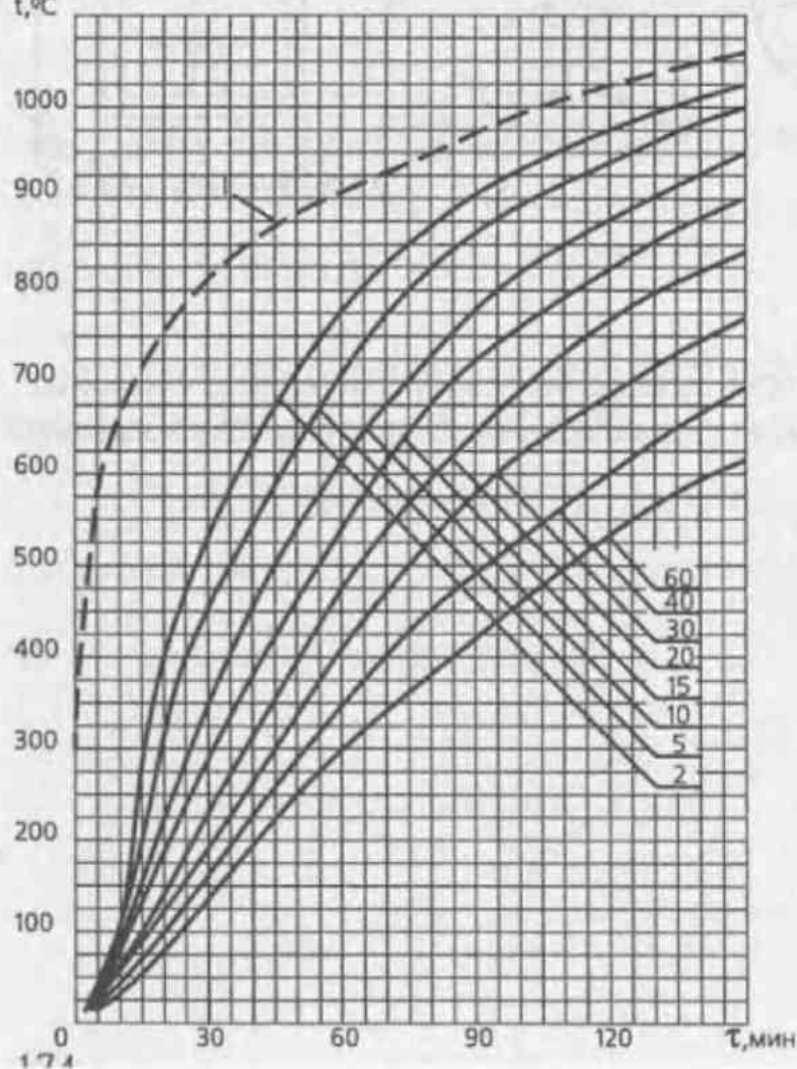


Рис. 3.56. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из бетона на известняковом щебне толщиной 20 мм от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{red},0}$, мм)

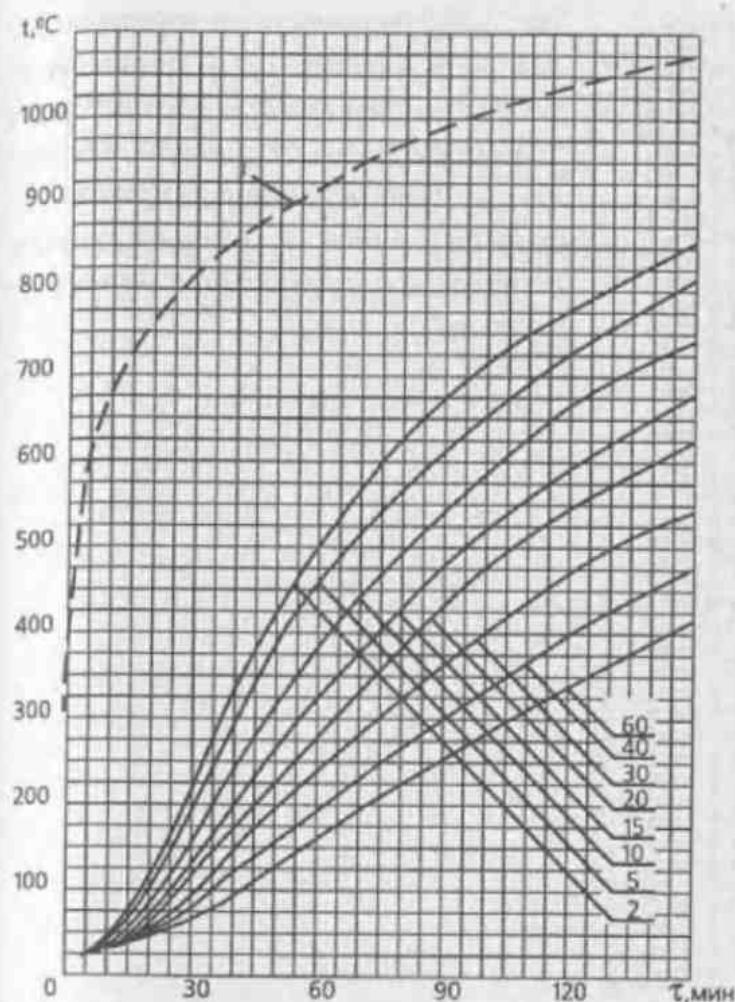


Рис. 3.57. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из бетона на известняковом щебне толщиной 40 мм от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{ред},\text{a}}$, мм)

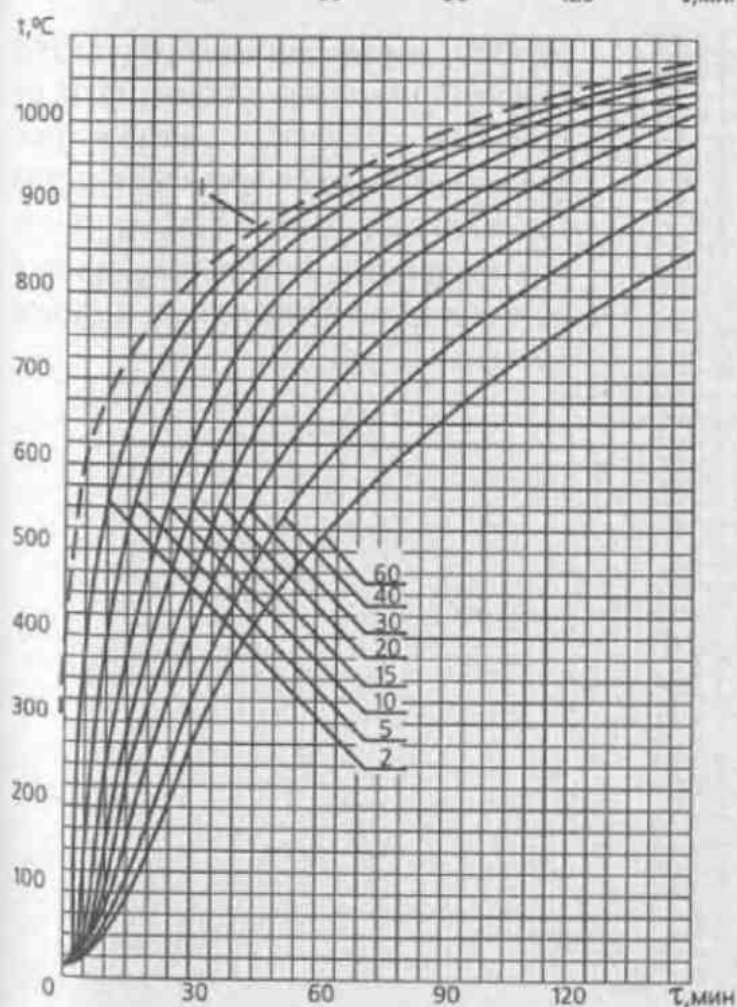


Рис. 3.58. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из цементно-песчаной штукатурки толщиной 5 мм от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{ред},\text{a}}$, мм)

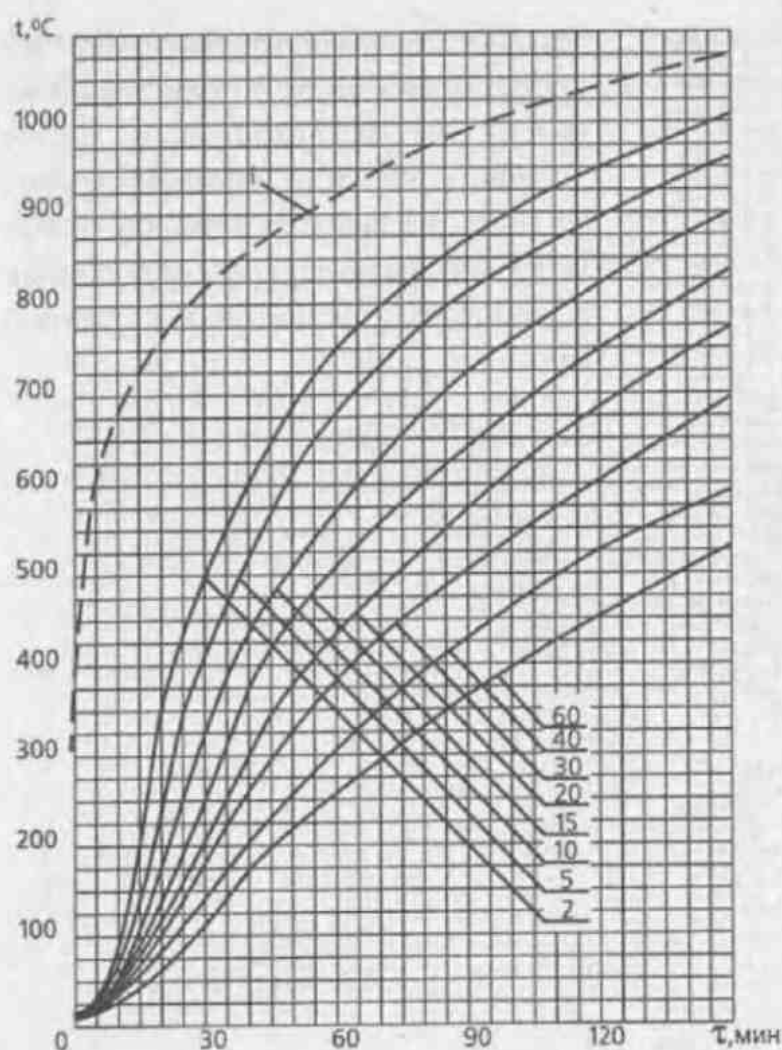


Рис. 3.59. Зависимость температуры ($t, ^\circ\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из цементно-песчаной штукатурки толщиной 20 мм от времени нагрева ($\tau, \text{мин}$) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{ред.о}}, \text{мм}$)

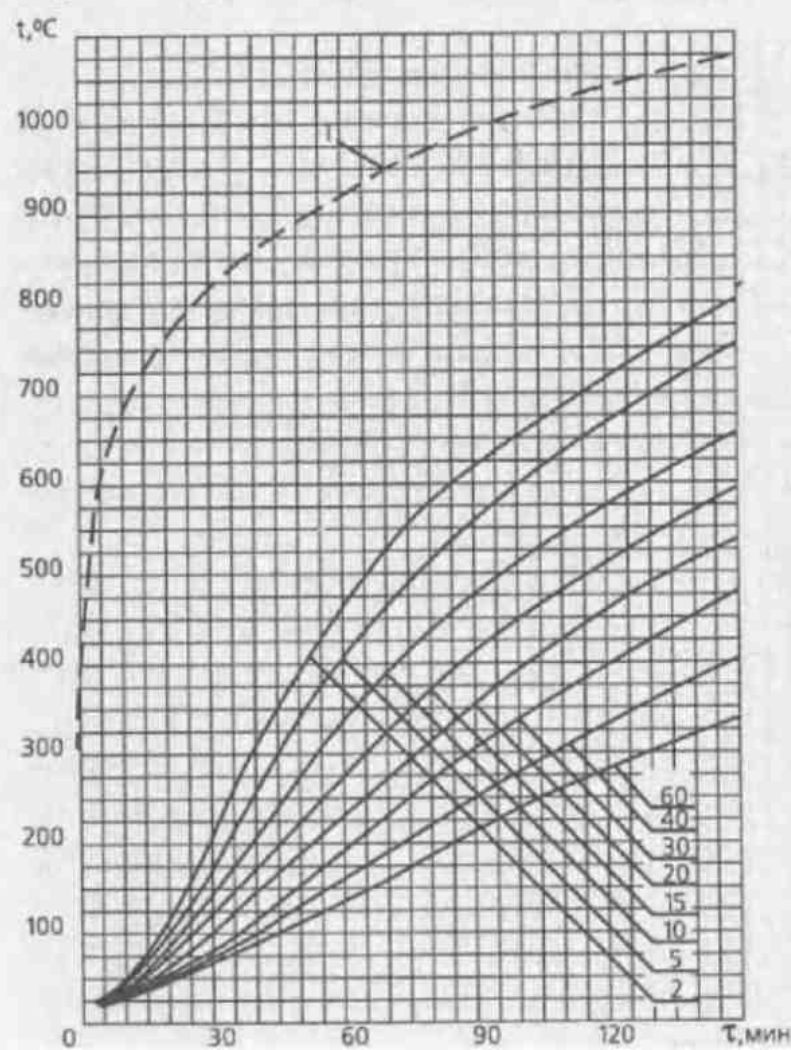


Рис. 3.60. Зависимость температуры ($t, ^\circ\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из цементно-песчаной штукатурки толщиной 40 мм от времени нагрева ($\tau, \text{мин}$) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{ред.о}}, \text{мм}$)

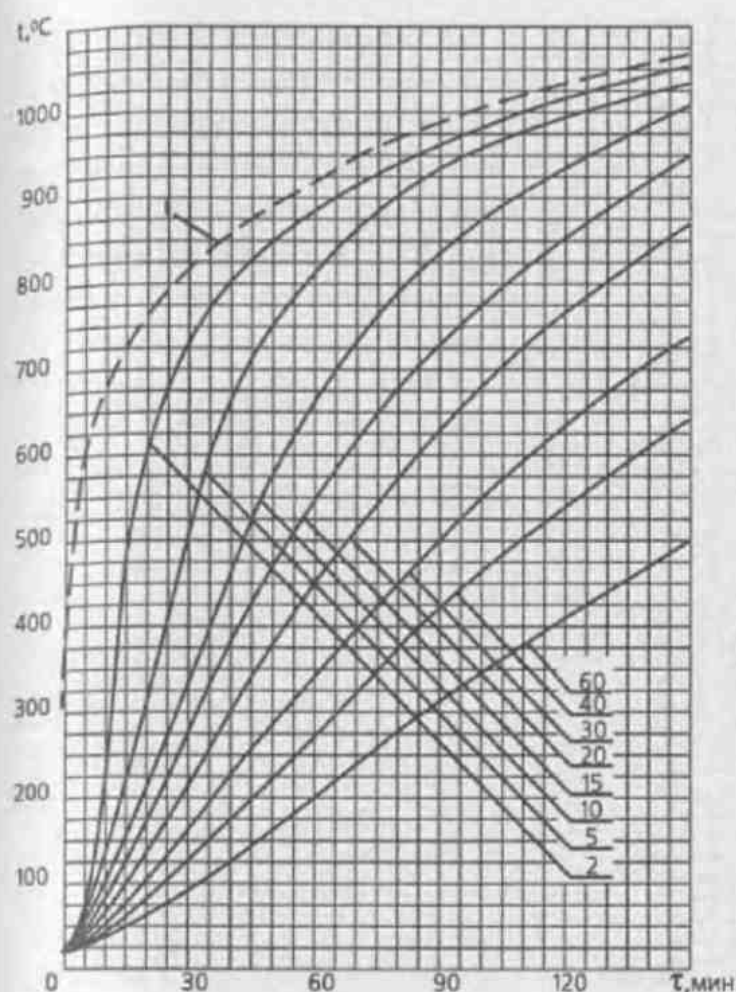


Рис. 3.61. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины, облицованной фосфатным огнезащитным покрытием толщиной 10 мм, от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{red},0}$, мм)

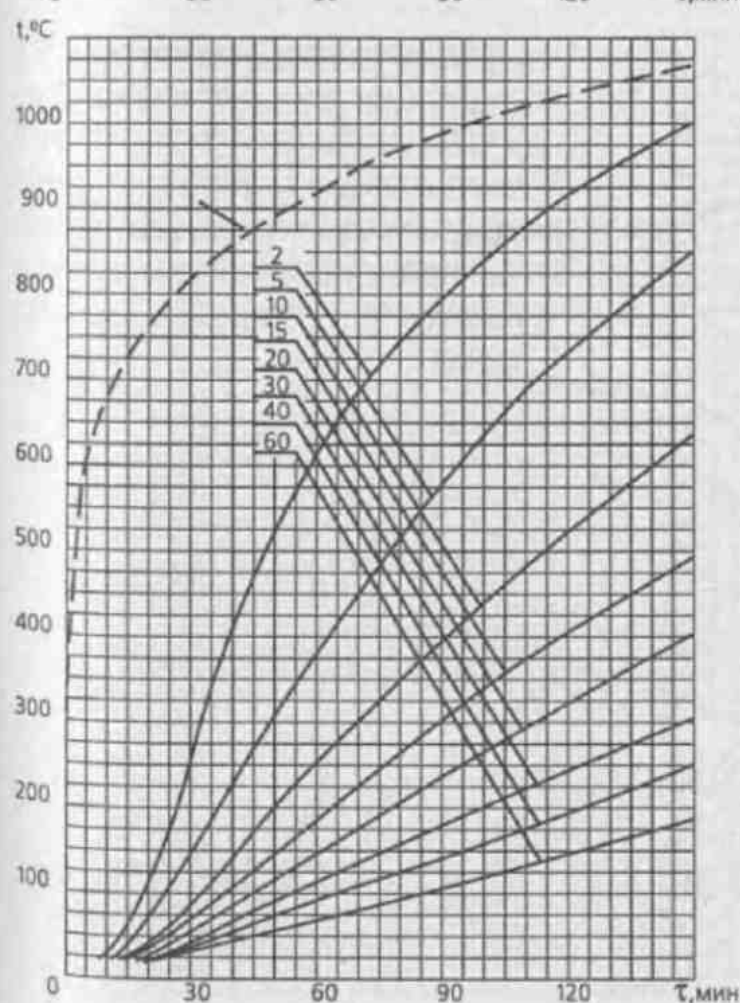


Рис. 3.62. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины, облицованной фосфатным огнезащитным покрытием толщиной 40 мм, от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{\text{red},0}$, мм)

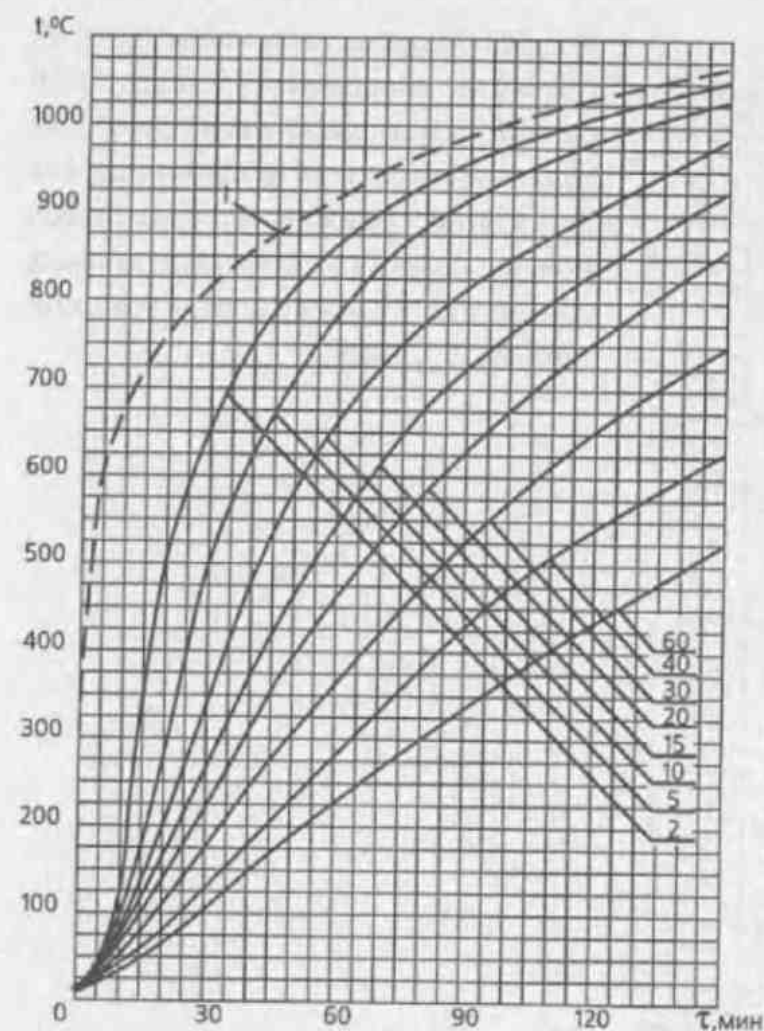


Рис. 3.63. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из сухой гипсовой штукатурки толщиной 16 мм от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{red,0}$, мм)

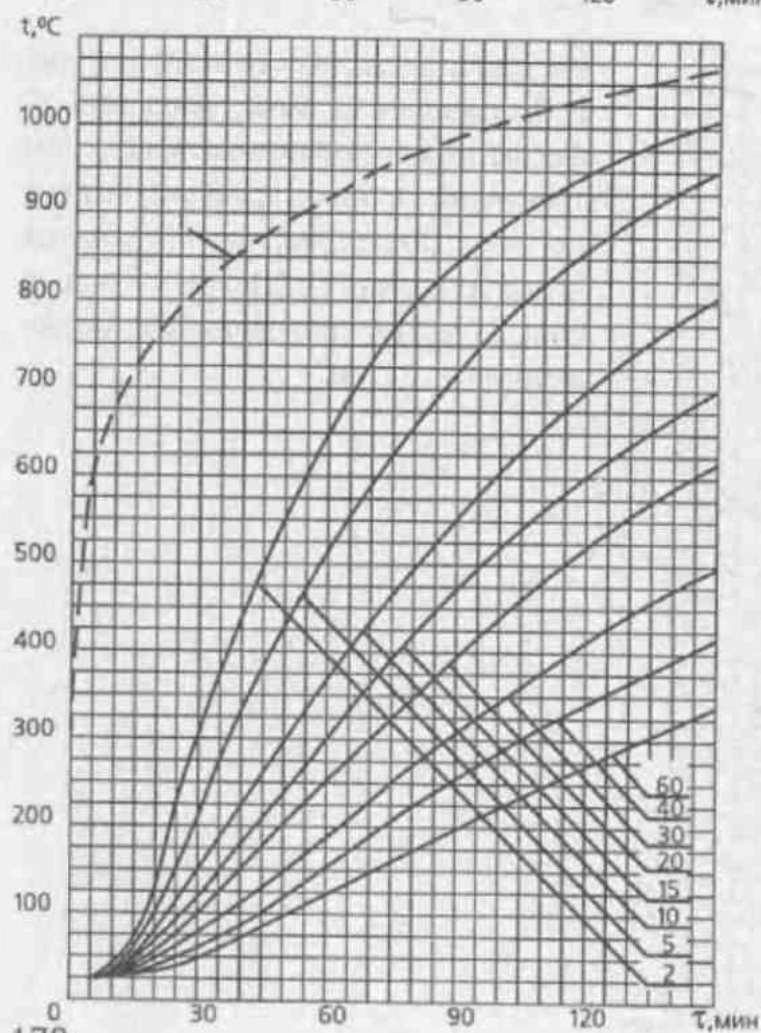


Рис. 3.64. Зависимость температуры ($t^{\circ}\text{C}$) стальной пластины с облицовкой из сухой гипсовой штукатурки толщиной 32 мм от времени нагрева (τ , мин) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($t_{red,0}$, мм)

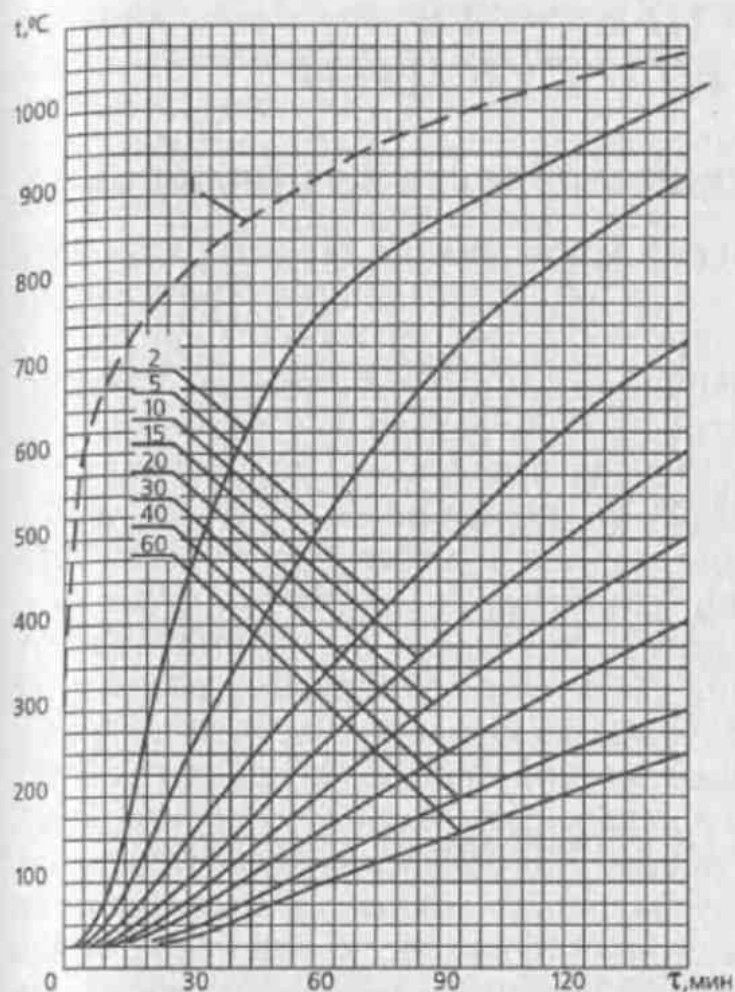


Рис. 3.65. Зависимость температуры ($t, ^\circ\text{C}$) стальной пластины с облицовкой минераловатными плитами (матами) на синтетическом связующем толщиной 50 мм от времени нагрева ($\tau, \text{мин}$) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($l_{\text{ред.о}}, \text{мм}$)

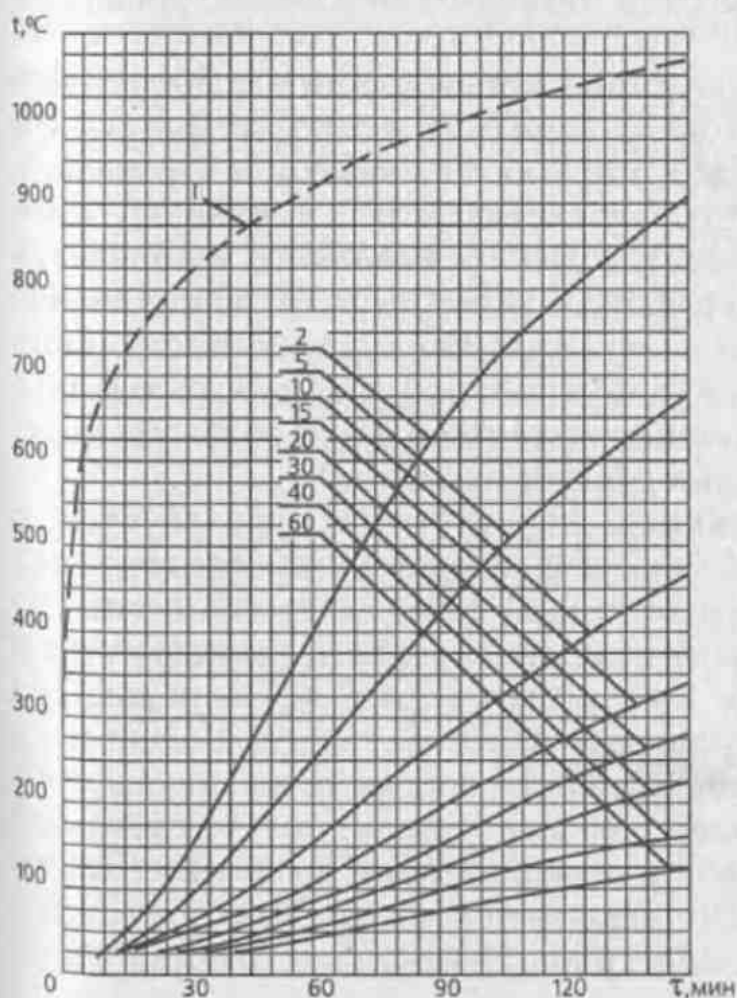


Рис. 3.66. Зависимость температуры ($t, ^\circ\text{C}$) стальной пластины с облицовкой минераловатными плитами (матами) на синтетическом связующем толщиной 100 мм от времени нагрева ($\tau, \text{мин}$) по режиму «стандартного» пожара (кривая 1). Цифры у кривых соответствуют приведенной толщине металла ($l_{\text{ред.о}}, \text{мм}$)

Раздел 4. ОГНЕСТОЙКОСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Деревянные конструкции и область их применения

В связи с большими запасами древесины на территории нашей страны она издавна считается одним из распространенных строительных материалов. Большой размах строительства требовал перехода к индустриальным методам изготовления деревянных конструкций. Развитие химической промышленности способствовало разработке синтетических водонерастворимых клеев, позволяющих изготавливать индустриальные деревянные клееные конструкции (ДКК). Возможность индустриального изготовления ДКК: варьирование качества досок (по сортам) при формировании клееного пакета; снижение влияния пороков при изготовлении клееных конструкций на прочность и деформативность древесины; возможность создания элементов конструкций различных размеров сечения и длины, а также большая несущая способность ДКК в условиях пожара за счет их мощных сечений определяют преимущества таких конструкций по сравнению с неклееными (из цельной древесины), выполненными из брусьев или досок. Наиболее выгодно применять деревянные конструкции в тех случаях, когда полностью используются такие качества древесины, как ее стойкость в агрессивной среде, малая объемная масса и возможность высокой механизации работ по обработке древесины.

Практика применения деревянных конструкций показала, что в зданиях с агрессивной средой эти конструкции служат в 4-5 раз дольше, чем железобетонные. При этом расход металла снижается в 2-3 раза, а трудоемкость работ и сроки строительства - в 1,5 раза [32]. Эти положительные качества древесины, как конструкционного материала, и определяют область применения деревянных конструкций в отечественном строительстве, в частности: строительство зданий сельскохозяйственного назначения; складов минеральных удобрений; промышленных зданий с повышенной агрессивной средой; большепролетных зданий общественного назначения: малоэтажных, каркасных и щитовых домов.

Для производства деревянных конструкций используется, в основном, древесина сосны и ели, а клефанерные конструкции изготавливаются с применением водостойкой фанеры, выполненной из березового шпона. В зависимости от наличия пороков (трещины, сучки и т.д.) различают древесину 1-го, 2-го и 3-го сорта. К ограждающим деревянным конструкциям индустриального изготовления, применяемым в отечественном строительстве, относятся плиты покрытий и панели стен. В качестве несущих деревянных конструкций используются: клееные и клефанерные балки с постоянной или переменной высотой сечения; металлодеревянные фермы; распорные плоскостные конструкции, к которым относятся арки и рамы; пространственные конструкции в виде

сводчатых и купольных покрытий. На территории России были построены такие крупные объекты с применением ДКК, как: спортивно-зрелищное здание в г.Архангельске пролетом 63 м; крытый каток в г.Твери пролетом 58 м; склады калийных удобрений пролетом 45м в г. Березники и Соликамске; крытый рынок пролетом 30м в г.Волоколамске и др.

Однако известно, что древесина является горючим материалом, поэтому применение деревянных конструкций увеличивает пожарную нагрузку в здании, а распространение огня по конструкциям способствует увеличению очага пожара, что затрудняет организацию его тушения и эвакуацию людей из здания. В качестве примера можно привести пожар в здании спортивного манежа «Трудовые резервы» в г.Минске, в результате которого клееные несущие конструкции потеряли свою несущую способность через 25-30 мин после начала пожара.

В связи с увеличением объемов строительства зданий с применением деревянных конструкций работники пожарной охраны уделяют большое внимание вопросам совершенствования нормирования противопожарных требований, оценки пределов огнестойкости таких конструкций и вопросам их огнезащиты [3].

4.2. Поведение деревянных конструкций в условиях пожара

В строительстве применяются ограждающие и несущие конструкции, выполненные с применением древесины и древесных материалов.

К ограждающим деревянным конструкциям индустриального изготовления относятся плиты покрытий и панели стен [33]. Эти конструкции используются при строительстве отапливаемых и неотапливаемых зданий и подразделяются на утепленные и неутепленные (рис. 4.1). Плиты покрытий на деревянном каркасе могут рассматриваться в

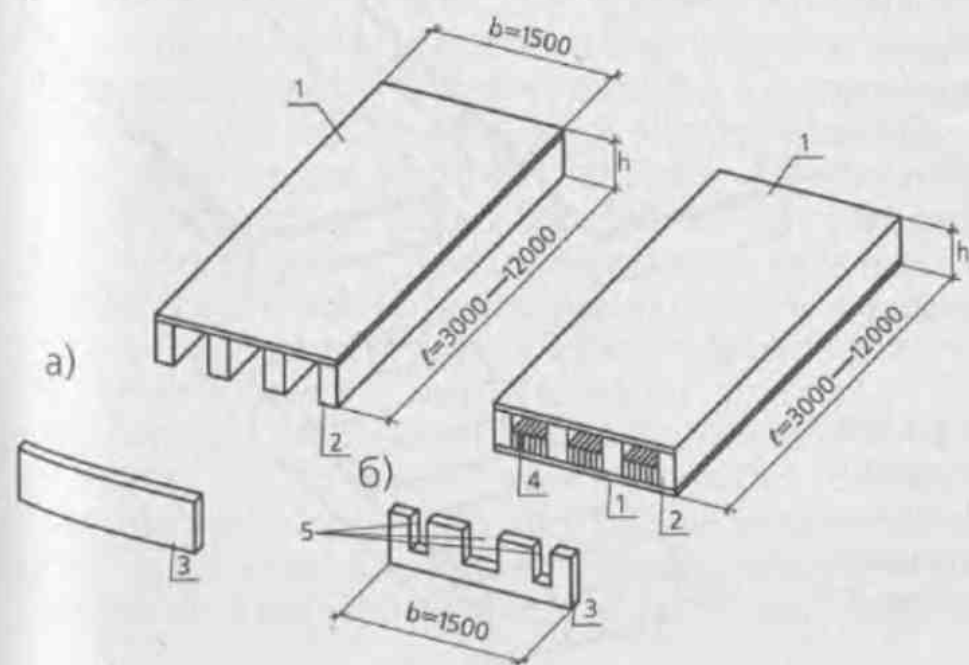


Рис. 4.1. Плита покрытия:

- а - холодная;
- б - утепленная;
- 1 - обшивка, 2 - ребро,
- 3 - торцевой элемент,
- 4 - утеплитель,
- 5 - проушина

качестве горизонтальных связей, используемых в зданиях пролетом до 24 м. Изготавливают плиты и панели шириной до 1,5 м, длиной 3 м, 4,5 м, 6 м, 9 м, 12 м и высотой 1/32-1/20 пролета. Упленные плиты покрытий и панели стен состоят из деревянного каркаса, наружной и внутренней обшивок, а неутепленные - из деревянного каркаса и внешней обшивки. Деревянный каркас ограждающих конструкций выполняется из цельной древесины, а при больших пролетах и нагрузках - из клееной древесины. Материалами, используемыми для изготовления обшивок, являются: водостойкая фанера типа ФСФ толщиной не менее 8 мм, плоские и волнистые (для наружной обшивки) асбестоцементные листы толщиной 0,5-1 мм; стеклопластик толщиной 1,5-3 мм, стальные листы, а также цементно-стружечные плиты. Обшивки крепятся к деревянному каркасу синтетическими клеями (фанерная обшивка) или оцинкованными шурупами. В качестве утеплителя используются минераловатные плиты на синтетическом связующем. Возможно также применение фибролита и пенопластов с пониженной горючестью. С целью исключения возможного загнивания в утепленных плитах и панелях должна быть обеспечена сквозная естественная вентиляция внутренних полостей наружным воздухом, которая обеспечивается в таких конструкциях наличием продухов. В плитах покрытия вентиляция осуществляется в продольном или поперечном направлениях. При продольном проветривании в торцевых элементах предусматривается устройство вентиляционных отверстий (рис. 4.1,б). Для организации проветривания в поперечном направлении возможны два конструктивных решения, первое из которых предусматривает устройство отверстий в продольных ребрах (рис. 4.2,а), что способствует снижению их несущей способности, а во втором случае к верхней грани продольных ребер приклеиваются короткие прокладки, промежутки между которыми образуют вентиляционные отверстия, расположенные над слоем утеплителя (рис. 4.2,б). В плитах с наружной обшивкой из волнистого асбестоцемента или стеклопластикового и стального листа поперечная вентиляция обеспечивается через волны кровельных листов (рис. 4.2,в). При вентиляции вдоль здания плиты с продольным проветриванием

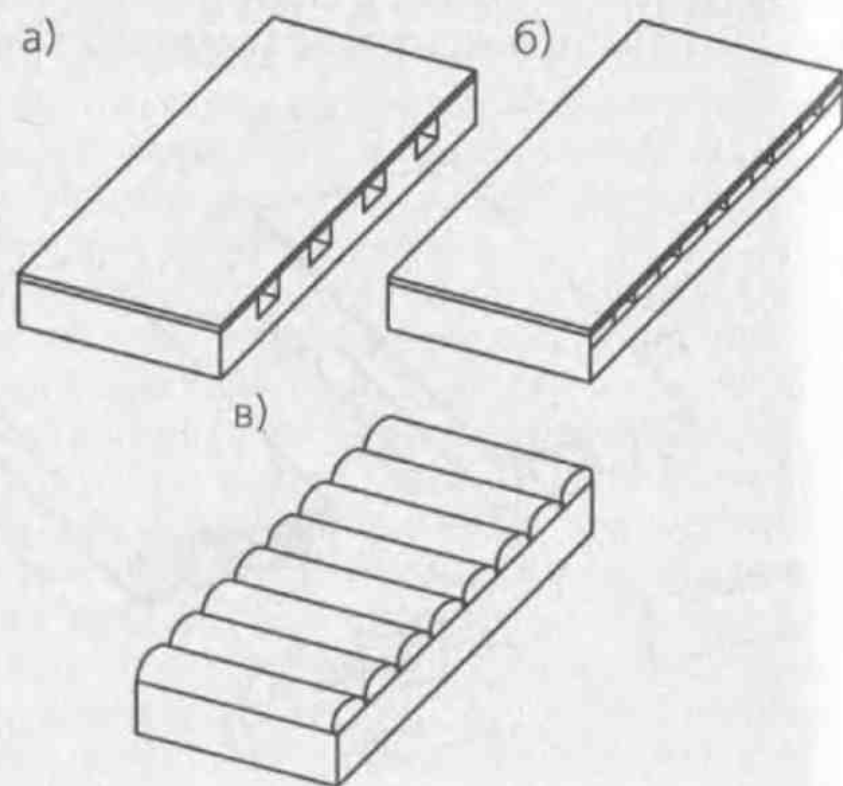


Рис. 4.2. Плиты покрытия с проветриванием в поперечном направлении: а - с отверстиями в ребрах; б - с прокладками, приклеенными к ребрам; в - с волнистой верхней обшивкой

укладываются непосредственно на несущие конструкции (рис. 4.3,а). Для организации проветривания в поперечном направлении здания (от карниза к коньку) плиты с продольным проветриванием укладываются на прогоны, опирающиеся на несущие конструкции, и расположены вдоль ската кровли (рис. 4.3,б), а плиты с поперечным проветриванием предназначены для укладки непосредственно на несущие пролетные конструкции (рис. 4.3,в).

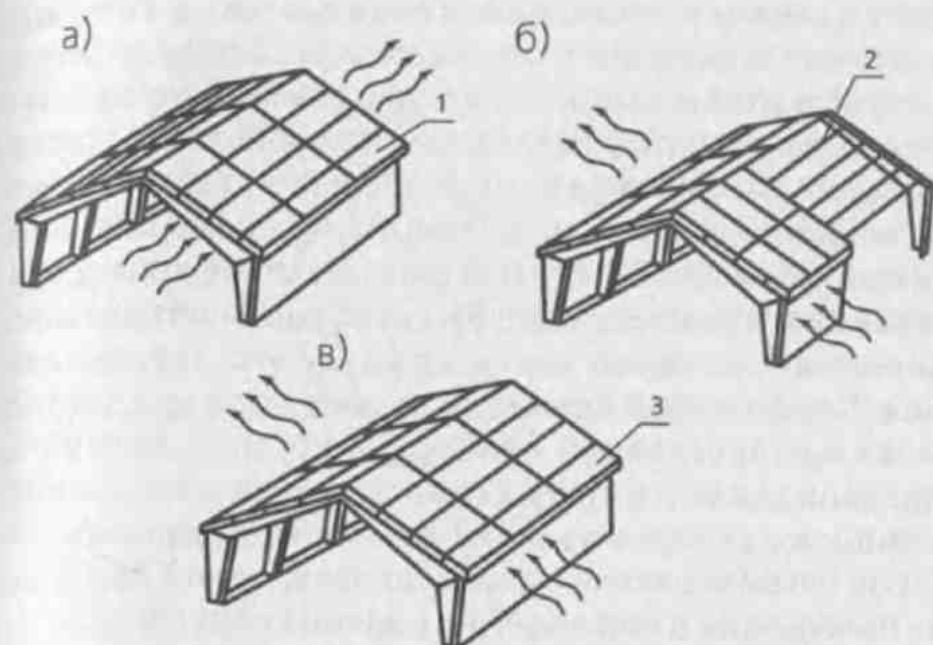


Рис. 4.3. Варианты укладки плит покрытия при проветривании:
а - вдоль здания;
б, в - поперек здания;
1 - плита с продольным проветриванием,
2 - прогон,
3 - плита с поперечным проветриванием

Конструкция плит покрытий и панелей стен для условий эксплуатации рассчитывается на прочность и жесткость. При этом плита покрытия рассматривается как ребристая балка, лежащая на двух шарнирных опорах, работающая на поперечный изгиб. Панели стен рассчитываются на сжатие с изгибом.

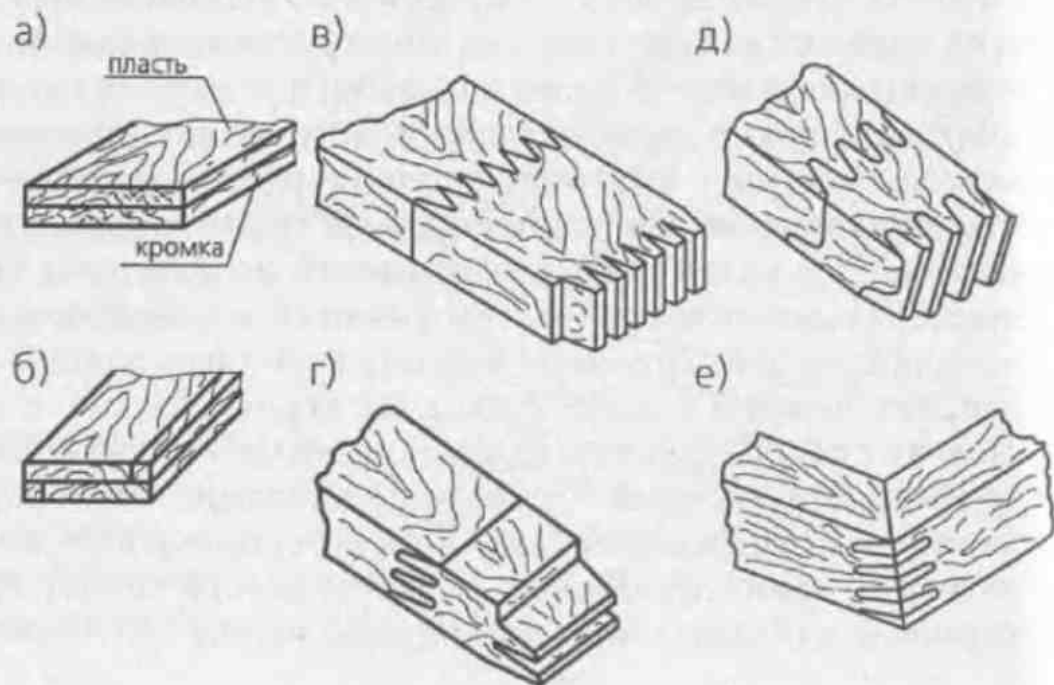
Из-за небольших размеров поперечных сечений отдельных элементов ограждающих конструкций, выполненных из древесины и других горючих материалов, эти конструкции, по сравнению с несущими деревянными, являются более опасными в пожарном отношении. Одной из причин обрушения ограждающих конструкций при огневом воздействии является быстрый прогрев несущих ребер деревянного каркаса. В утепленных панелях несущие ребра частично закрываются утеплителем, защищающим их от непосредственного воздействия температуры при пожаре. По данным огневых испытаний в клефанерных утепленных ограждающих конструкциях нижняя фанерная обшивка толщиной 8 мм прогорает через 7-8 мин. Выход из строя нижней обшивки в плитах покрытия способствует выпадению утеплителя, защищающего несущие ребра этих конструкций. То же самое наблюдается и в плитах покрытия с асбестоцементными обшивками. Хотя асбестоцемент, применение которого в настоящее время ограничено, является негорючим материалом, для этого материала, находящегося под воздействием высоких температур при

пожаре, характерна взрывообразная потеря целостности. С увеличением первоначальной влажности асбестоцемента наблюдается снижение времени до его разрушения, которое может достигать нескольких минут. Так, при первоначальной влажности 4-6% взрывообразная потеря целостности для плоских асбестоцементных листов наступает через 6-8 минут после начала температурного воздействия на конструкцию. Подобное разрушение асбестоцементной обшивки в ограждающих конструкциях наиболее характерно при пожарах в зданиях с повышенной влажностью, к которым относятся объекты сельскохозяйственного назначения. Применение в качестве обшивок полиэфирного стеклопластика увеличивает пожарную опасность ограждающих конструкций. Увеличению пожарной опасности утепленных ограждающих конструкций способствует применение минераловатного утеплителя с повышенным содержанием фенолформальдегидной смолы в качестве связующего. Наличие продухов в утепленных ограждающих конструкциях способствует распространению огня в здании и увеличению размеров очага пожара, что затрудняет организацию его тушения. Характерным примером является пожар в здании птицефабрики г. Вельска Архангельской области, причиной которого явилось нарушение противопожарных требований во время выполнения сварочных работ. Окалина, попавшая в полость утепленных деревянных панелей, явилась причиной загорания, а по прибытию дежурного караула, спустя 30 мин с момента сообщения о пожаре, треть здания обрушилась.

В производстве клееных деревянных конструкций применяются соединения на клею, позволяющие склеивать доски по пласти (рис. 4.4,а), кромкам (рис. 4.4,б), а также сращивать их по длине с помощью зубчатого стыка (шипа) (рис. 4.4,в,г,д). Зубчатые соединения используются и для соединения отдельных элементов конструкций, выполненных под углом в заводских условиях (рис. 4.4,е). Отдельные элементы деревянных конструкций могут соединяться между собой стальными болтами (нагелями). Водостойкие клеи типа: ФР-12, ФР-100, ФРФ-50 и ДФК-1АМ,

Рис. 4.4. Клеевые соединения, применяемые при изготовлении ДКК:

а - склеивание по пласти досок;
б - склеивание по пласти и кромкам досок;
в, г, д - зубчатые шипы, соединяющие доски по длине;
е - зубчатый шип, соединяющий элементы под углом



используемые в производстве ДКК, изготавливаются на основе синтетических, термореактивных фенолформальдегидной и резорциновой смол. При изготовлении деревянных армированных конструкций для вклеивания в древесину стальной арматуры используется клей типа ЭПЦ-1, изготовленный на основе эпоксидных смол холодного отверждения. Поведение клеевых соединений в условиях пожара определяется термостойкостью клеев. На рис. 4.5 показан график потери массы при нагревании различных типов клеев. Как

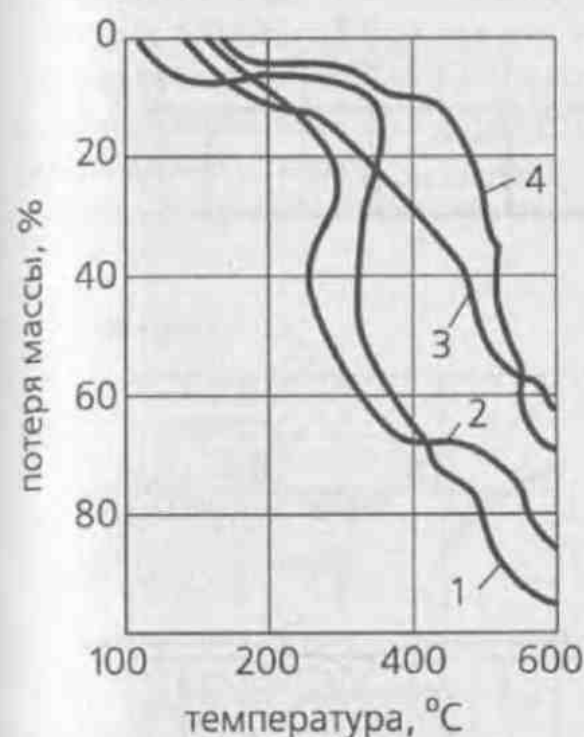


Рис. 4.5. Зависимость потери массы клеев от температуры: 1 - эпоксидный клей ЭПЦ-1; 2 - карбомидный клей К-17; 3 - резорциноформальдегидный ФР-12; 4 - фенолоформальдегидный КБ-3

швы фанеры прогреваются быстрее, что приводит к снижению их прочности. Поэтому до образования в фанерном листе отверстий может наблюдаться расслаивание фанеры, способствующее увеличению скорости ее горения и распространению огня по конструкции.

При выполнении соединений элементов деревянных конструкций наиболее часто используются стальные нагели в виде болтов, плотно поставленные в заранее просверленные отверстия диаметром $d_0 = 0,9d$ (рис. 4.6), где d - диаметр нагеля. Нагель, препятствуя сдвигу соединяемых элементов, работает на изгиб, а древесина под нагелем сминается (рис. 4.6, г). Различают: симметричные и несимметричные, а также односрезные и многосрезные нагельные соединения. В отличие от несимметричных нагельных соединений у симметричных под воздействием внешних усилий нагель изгибается симметрично оси соединения. Под

нагревании различных типов клеев. Как видно из графика наиболее термостойкими являются клеи (ФР-12 и КБ-3), выполненные на основе резорциновой и фенолформальдегидной смол, а наименьшей термостойкостью обладает эпоксидный клей ЭПЦ-1. Проведенные экспериментальные исследования с целью изучения влияния повышенных температур при пожаре на прочность клеевых соединений показали, что их прочность в необугленной части сечения деревянного элемента не изменялась [34]. Это объясняется тем, что обуглившийся слой древесины обладает термоизолирующей способностью, поэтому внутренняя часть сечения деревянных клеевых конструкций, подвергнутых тепловому воздействию, прогревается медленно. В отличие от массивных клеевых конструкций, при воздействии высоких температур на фанерные элементы в клефанерных конструкциях клеевые

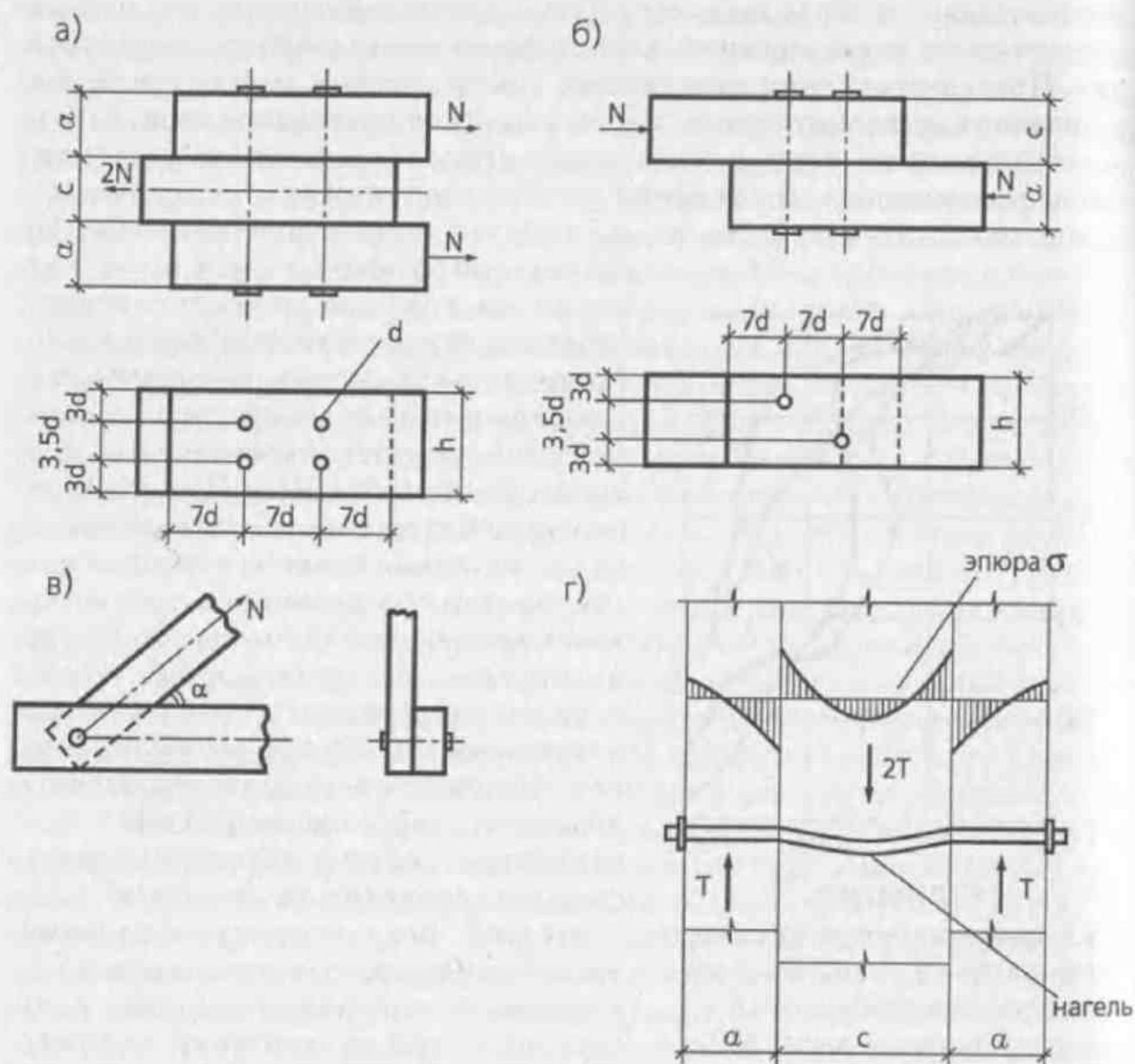


Рис. 4.6. Нагельные соединения элементов деревянных конструкций: а - двухсрезное симметричное; б - односрезное несимметричное; в - соединение элементов под углом; г - работа нагеля

«срезом» понимается шов сплачивания соединяемых элементов, пересекаемый одним нагелем. В качестве примера на рис. 4.6,а показано двухсрезное симметричное, а на рис. 4.6,б - односрезное несимметричное нагельное соединение. Снижение несущей способности нагельных соединений и увеличение их деформативности в условиях пожара происходит из-за уменьшения изгибной прочности стальных нагелей и обугливания древесины в нагельном гнезде. По сравнению с нагелями в виде болтов, соединения с применением винтов, шурупов, гвоздей обладают более низким пределом огнестойкости, что объясняется меньшей глубиной их заделки в древесину.

На рис. 4.7 показаны конструктивные решения шарнирных узлов деревянных конструкций. В несущих конструкциях небольшого пролета, воспринимающих небольшие нагрузки, используются узлы, выполненные с применением деревянных, реже стальных накладок (рис. 4.7, в). В большепролетных деревянных конструкциях, запроектированных под большие нагрузки, а также для крепления распорных конструкций к железобетонному основанию и крепления стальной затяжки применяют соединительные элементы в виде стальных накладок, башмаков, анкеров и т.д. (рис. 4.7, а, б, г). Предел огнестойкости узлов в деревянных конструкциях определяется не только несущей способностью нагельных соединений, но и несущей способностью деревянных и стальных соединительных элементов (накладок, башмаков). Эти элементы в зависимости от конструктивного решения узлов и особенности работы соединяемых элементов имеют различ-

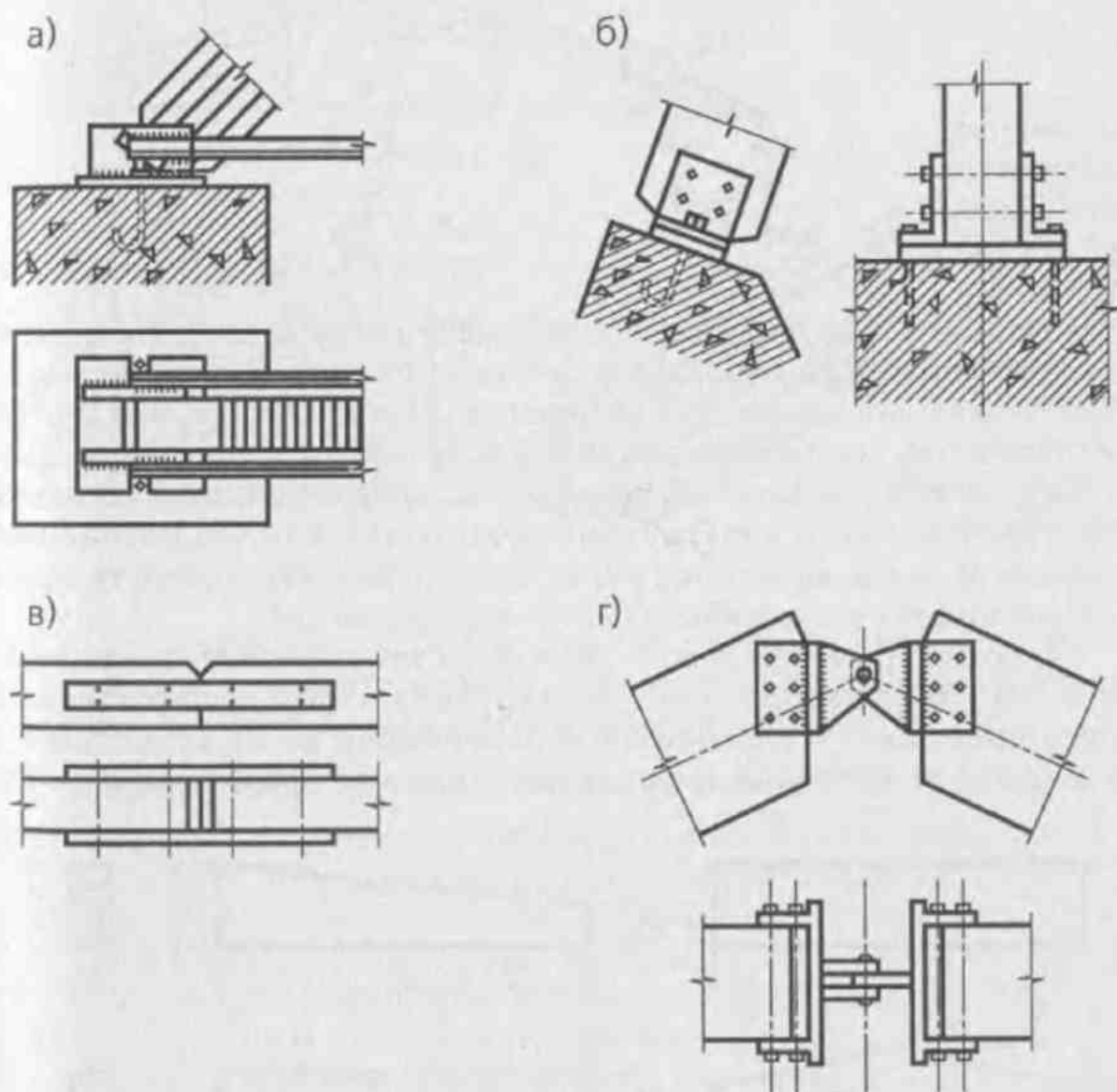


Рис. 4.7. Шарнирные узлы деревянных конструкций: а, б - опорные узлы распорных плоскостных конструкций; в - коньковый узел с накладками; г - коньковый узел с применением стальных башмаков

ное напряженно-деформируемое состояние. Так, на рис. 4.8 показана расчетная схема накладки в коньковом узле рамы, работающей на поперечный изгиб как двухшарнирная балка с консолью. Опорами являются нагели,

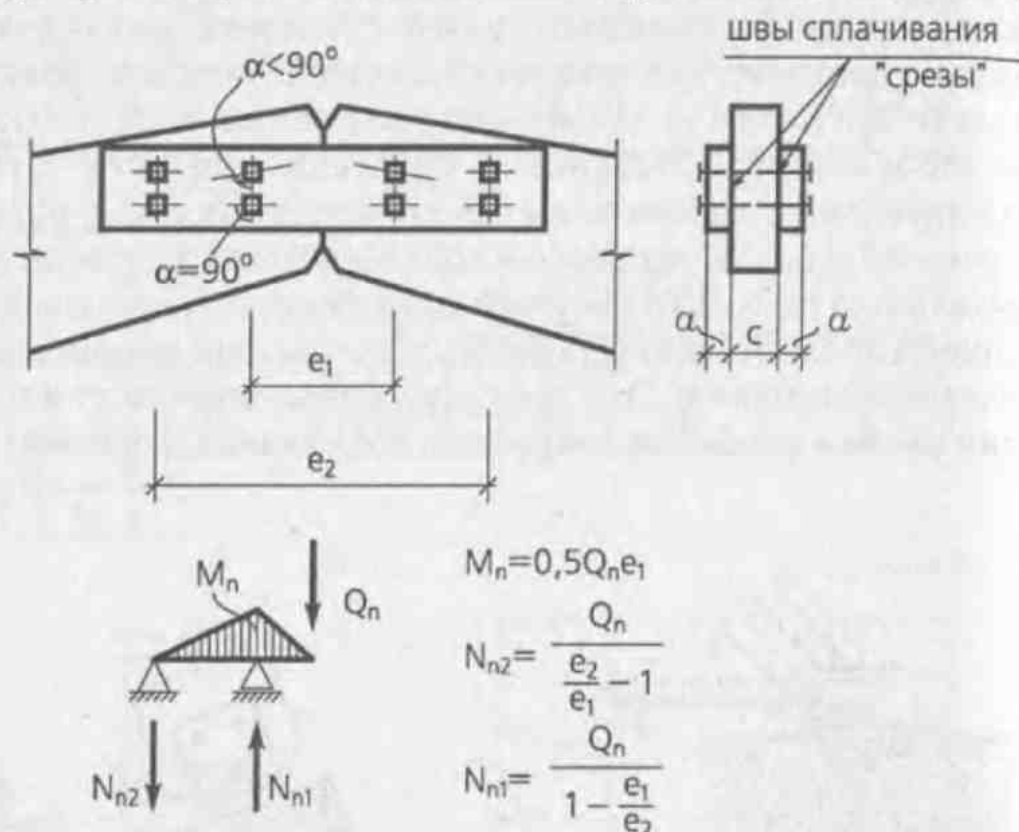


Рис. 4.8. Конструкция и расчетная схема конькового узла рамы

которые работают под углом к направлению волокон древесины накладки и элементов рамы. При небольших сечениях стальных соединительных элементов узлов они имеют меньший предел огнестойкости чем деревянные. Кроме этого, необходимо учитывать, что под стальными соединительными деталями (накладками, башмаками), прикрепленными нагелями к деревянным элементам конструкции, наблюдается более интенсивное обугливание древесины, которое уменьшает предел огнестойкости нагельных соединений за счет снижения рабочей длины нагеля.

Широкое применение во многих областях строительства получили балочные плоскостные сплошные конструкции в виде дощатоклееных и клефанерных балок с постоянной и переменной по их длине высотой сечения (рис.4.9). С помощью балок перекрывают пролеты от 3 до 24 м.

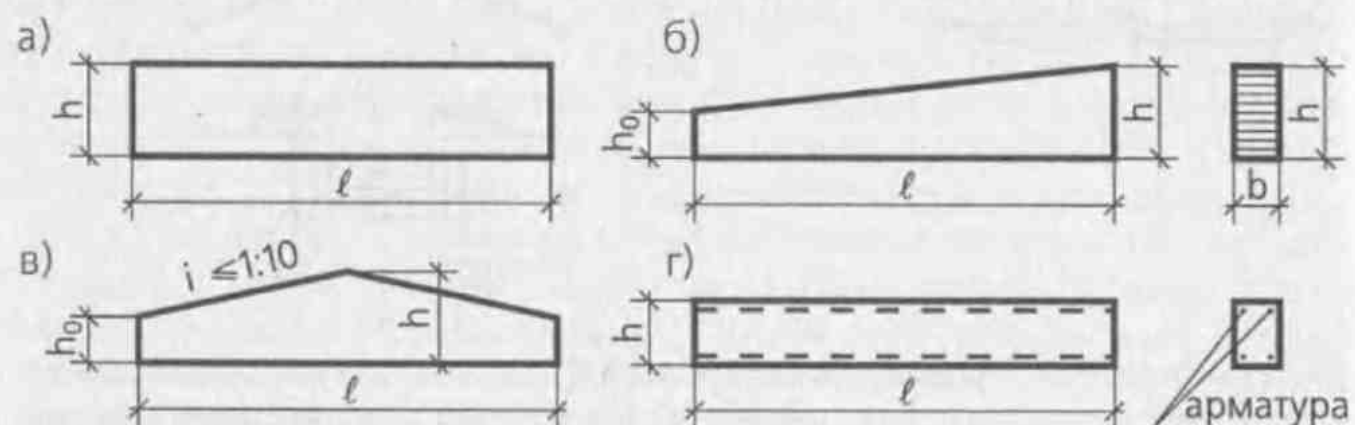


Рис. 4.9. Дощатоклеенные балки: а - с постоянной по длине высотой сечения; б - односкатная; в - двускатная; г - армированная стальной арматурой

Клееные балки выполняются из досок толщиной 33 и 42 мм после фрезерования с отношением высоты к ширине поперечного сечения $h/b = 6-8$. В последнее время в практике строительства применяются армированные клееные балки (рис. 4.9,г). В сжатую и растянутую зоны таких балок, в заранее профрезерованные отверстия вклеивается стальная арматура периодического профиля класса А-II, А-III. При этом используется эпоксидный клей типа ЭПЦ-1. Армирование балок позволяет увеличивать их несущую способность и жесткость во время эксплуатации. Клеефанерные балки, по сравнению с дощатоклееными, имеют более рациональное распределение материала по сечению. Пояса в таких балках выполняются из досок, а стенки из водостойкой фанеры толщиной не менее 8 мм (рис. 4.10). Поперечное сечение клеефанерных балок может

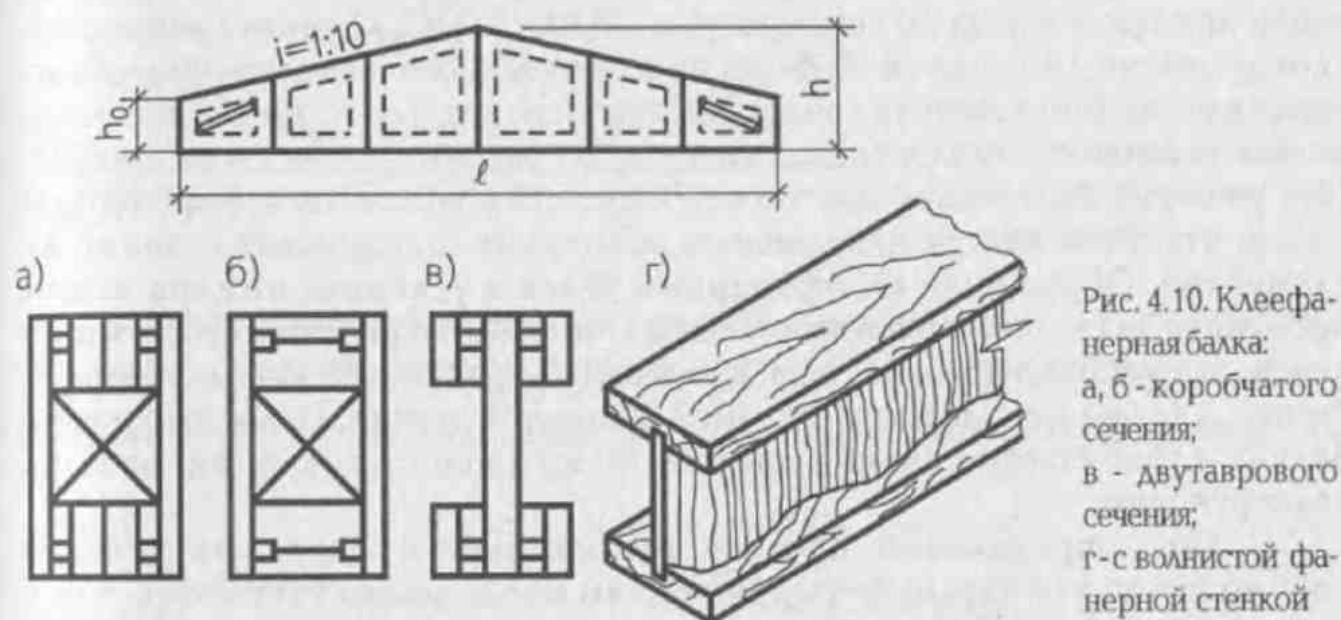


Рис. 4.10. Клеефанерная балка:
а, б - коробчатого сечения;
в - двутаврового сечения;
г - с волнистой фанерной стенкой

быть коробчатым (рис. 4.10,а,б) или двутавровым (рис. 4.10,в). Чтобы предотвратить потерю устойчивости плоской фанерной стенки из ее плоскости, стенку укрепляют ребрами жесткости из досок с шагом $1/8-1/10$ пролета конструкции. Устойчивость стенок клеефанерных балок обеспечивается и в случае придания этой стенке формы волны (рис. 4.10,г).

Причиной обрушения деревянных элементов конструкции во время пожара является обугливание части сечения. Действующая на деревянный элемент или конструкцию нагрузка воспринимается необугленной частью сечения, уменьшение размеров которого во время пожара способствует снижению несущей способности элемента. Огневые испытания [35] показали, что изгибаемые деревянные элементы или конструкции, к которым относятся балки, могут разрушиться не только в сечении, где действует максимальные нормальные напряжения от изгиба, но и в их опорных зонах, где наблюдается действие максимальных касательных напряжений. Это объясняется тем, что прочность древесины на действие

касательных напряжений, способствующих ее скалыванию вдоль волокон, а также прочность клеевого шва в условиях температурного воздействия при пожаре снижается быстрее, чем изгибная прочность древесины. Результаты огневых испытаний, проведенных в ЦНИИСК им. Кучеренко, показали, что предел огнестойкости клееных балок с размерами сечения 200x200 мм, 130x200 мм, 130x400 мм, при действии сосредоточенных нагрузок, расположенных в 1/3 пролета конструкции, составлял 27-28 мин. При соотношении размеров поперечного сечения $h/b > 6$ в условиях пожара может наблюдаться потеря плоской формы устойчивости балки, опасность которой возрастет с обрушением стальных или деревянных элементов связей, а также из-за обрушения ограждающих конструкций. Несущая способность армированных балок при пожаре меньше, чем у неармированных. Это объясняется низкой термостойкостью эпоксидных клеев при прогреве их до температуры 80-100 °C [36]. С учетом защитного слоя древесины толщиной 20-40 мм прогрев клеевого шва в армированных балках до критической температуры происходит через 20-25 мин после начала действия «стандартного» пожара. Из рассмотренных конструктивных решений балок наиболее пожароопасными являются клефанерные балки, что объясняется небольшими размерами поперечных сечений их элементов. Обрушение клефанерных балок в условиях пожара может произойти за счет исчерпания несущей способности растянутого нижнего пояса, разрушения клеевого шва, крепящего деревянный пояс к фанерной стенке, а также выхода из строя самой фанерной стенки. Наличие пустот в балках коробчатого сечения способствуют распространению огня по конструкциям.

При определении предела огнестойкости балок из условия прочности по нормальным напряжениям необходимо учитывать, что в балках с переменной по длине высотой, в отличие от балки с постоянной высотой, сечение, где действуют максимальные нормальные напряжения от изгиба не совпадают с сечением, в котором наблюдается действие максимального момента. Так, для двускатной шарнирно-опертой балки, воспринимающей равномерно распределенную нагрузку, сечения с максимальными нормальными напряжениями располагаются от опор на расстоянии $x = \ell h_o / 2h$ (рис. 4.11) [37].

К балочным плоскостным сквозным конструкциям относятся различные типы ферм. Достоинством ферм, по сравнению с балками, является более рациональное распределение материала в виде поясов и элементов решетки, что способствует снижению материалоемкости этих конструкций. Однако большое количество узлов и, в связи с этим, наличие жестких требований к точности изготовления ферм увеличивает трудоемкость их производства. Стропильные деревянные фермы применяются для перекрытия пролетов от 9 до 40 м. В большинстве случаев применяют металлодеревянные фермы, в которых сжатые элементы решетки и верхний пояс изготавливают из клееной или цельной древесины,

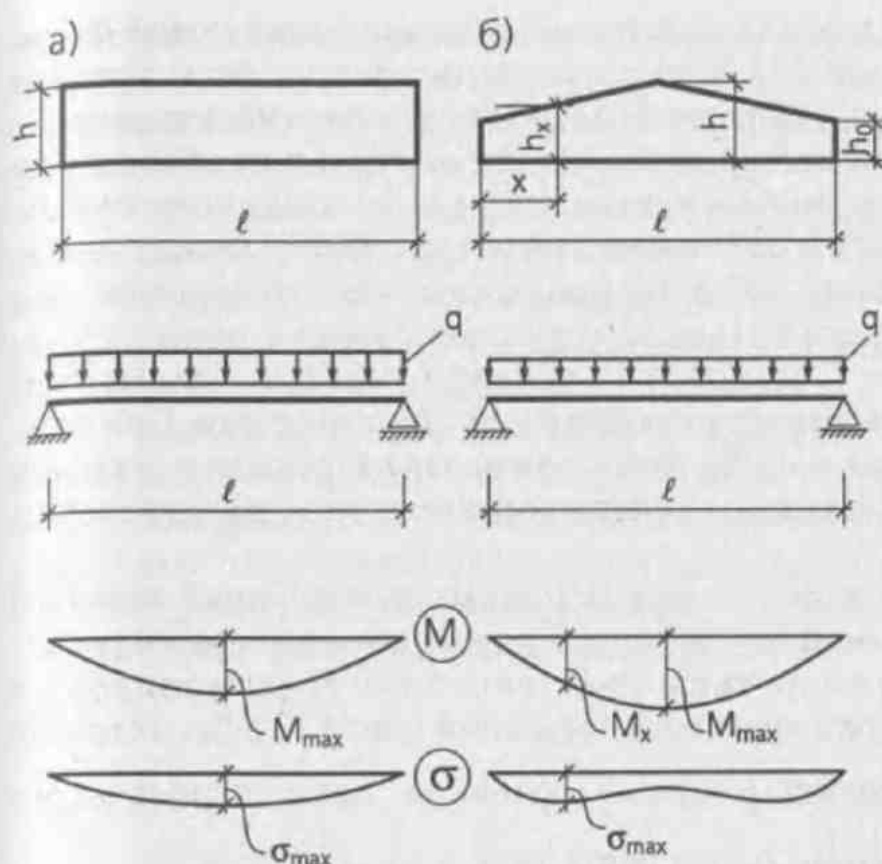


Рис. 4.11. Расчетная схема балок: а - с постоянной по длине высотой сечения; б - двускатной

а растянутые элементы решетки и нижний пояс выполнены из профильной или круглой стали (рис. 4.12). Фермы треугольного и многоугольного очертания (рис. 4.12, а, б, в) высотой $f = (1/4 - 1/12)l$ имеют верхний пояс из

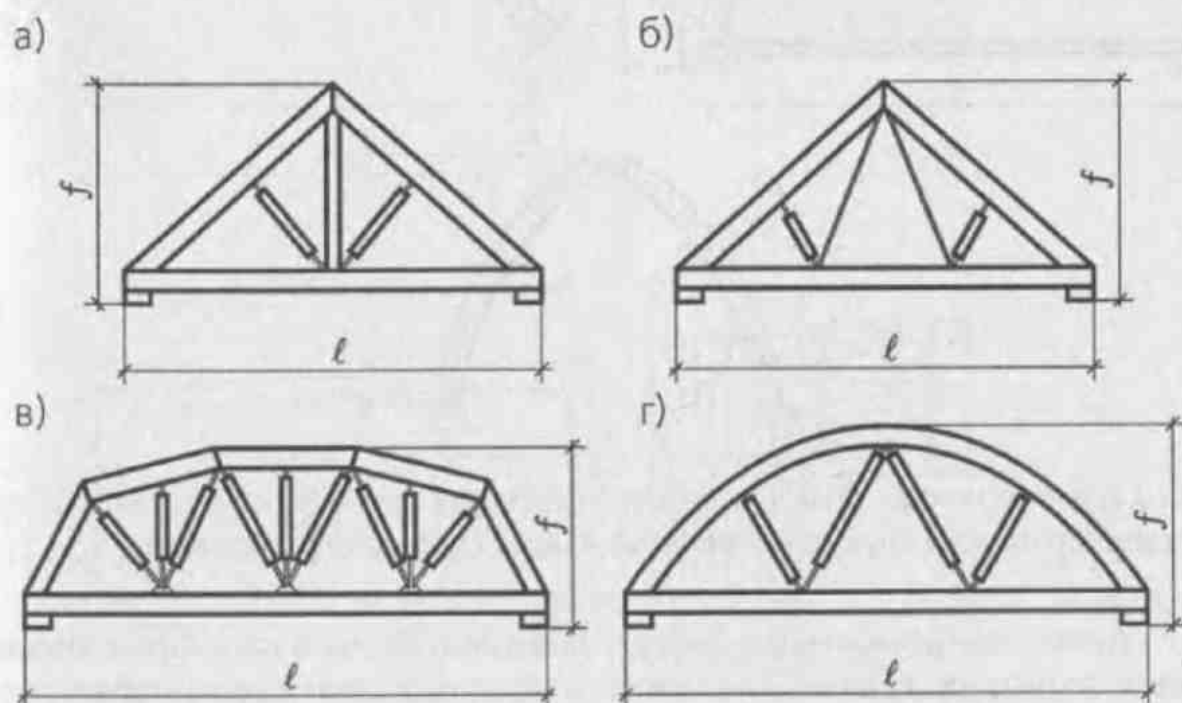


Рис. 4.12. Металлодеревянные фермы: а, б - треугольного очертания; в - многоугольного очертания; г - сегментного очертания

прямолинейных клееных или неклееных элементов. Верхний пояс в ферме сегментного очертания (рис. 4.12,г) изготавливается из гнутоклееных элементов. Сегментное очертание такой фермы позволяет снизить усилия в элементах решетки и при больших пролетах конструкции облегчается решение узлов крепления этих элементов к верхнему и нижнему поясам. Конструктивное решение крепления элементов ферм между собой выполняется нагелями. Из-за небольших размеров сечений деревянных и стальных элементов, а также большого количества узлов с применением стальных нагелей и стальных соединительных элементов, металлодеревянные фермы имеют низкий предел огнестойкости. При этом, в первую очередь, во время пожара можно ожидать разрушение стальных элементов фермы, а деревянные элементы способствуют распространению огня по конструкции.

Среди распорных плоскостных сплошных конструкций широкое применение в практике строительства нашли дощатоклееные арки и рамы.

Применяют следующие типы арок (рис. 4.13): трехшарнирные и двухшарнирные пологие арки кругового очертаний (рис.4.13,а,б) со стрелой подъема $f=(1/6-1/8)\ell$, трехшарнирные высокие арки стрельчатого очертания со стрелой подъема $f=(1/2-1/3)\ell$ (рис. 4.13,в).

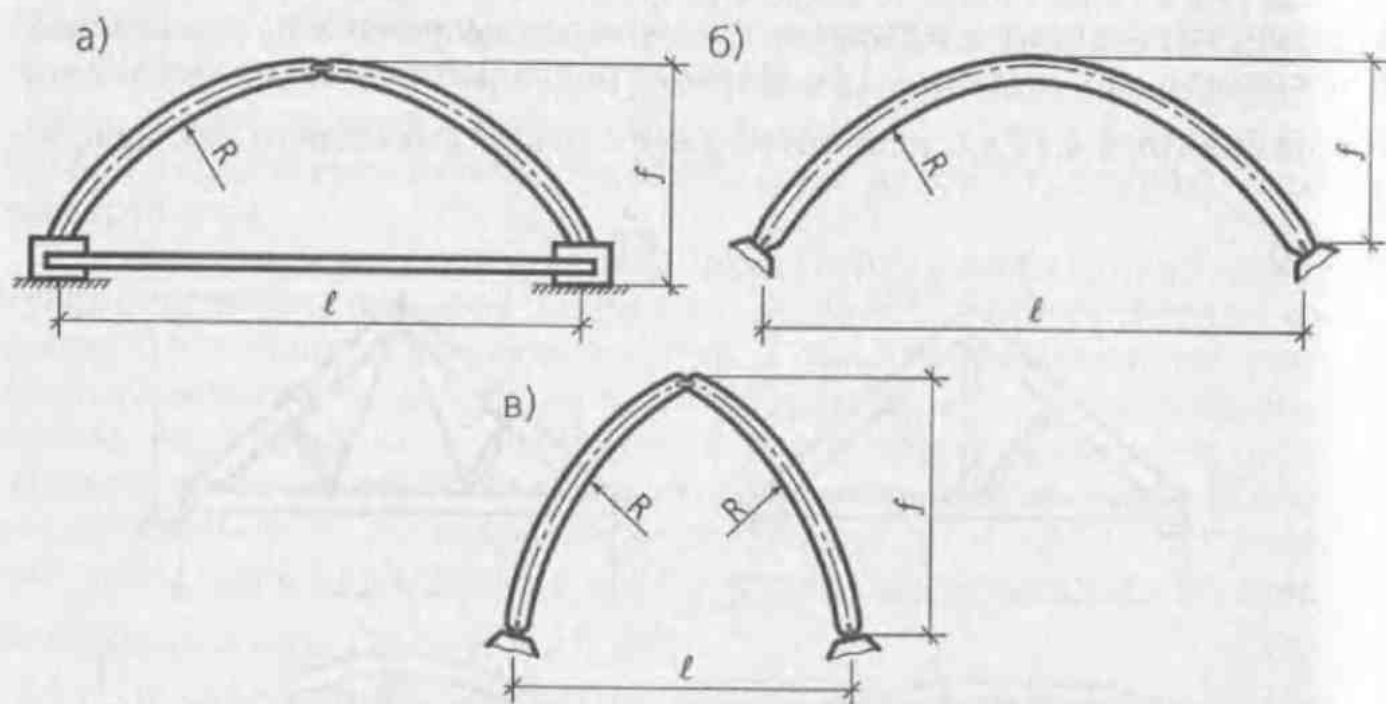


Рис. 4.13. Дощатоклееные арки: а - трехшарнирная арка кругового очертания с затяжкой; б - двухшарнирная арка кругового очертания; в - арка стрельчатого очертания

Арки склеиваются из досок толщиной 33 мм после фрезерования. Трехшарнирными арками кругового очертания перекрываются пролеты 60 м и более. Исходя из условий транспортирования конструкций, двухшарнирные арки изготавливаются пролетом не более 30 м. В случае опирания арок на колонны, распор конструкции воспринимается стальной затяжкой, а в случае опирания на железобетонные опоры - этими опорами.

Арки стрельчатого очертания применяют в покрытиях пролетом до 45-60 м. Распор в таких конструкциях передается непосредственно на железобетонные опоры. На рис. 4.7 показаны конструктивные решения опорного и конькового узлов арок.

Примером использования трехшарнирных арок кругового очертания пролетом 63 м в строительстве зданий общественного назначения является крытый ледовый стадион на 1500 зрителей в г.Архангельске. Арки стрельчатого очертания нашли широкое применение при строительстве складов минеральных удобрений.

Дошатоклееными рамами в зданиях различного назначения перекрываются пролеты от 12 до 30 м. В строительстве применяются двухшарнирные (рис. 4.14) и трехшарнирные рамы (рис. 4.15). Среди различных типов двухшарнирных рам наибольшее распространение получили рамы с жестко закрепленными в основании стойками (рис.4.14,а). Высота стоек таких рам может превышать 4 м.

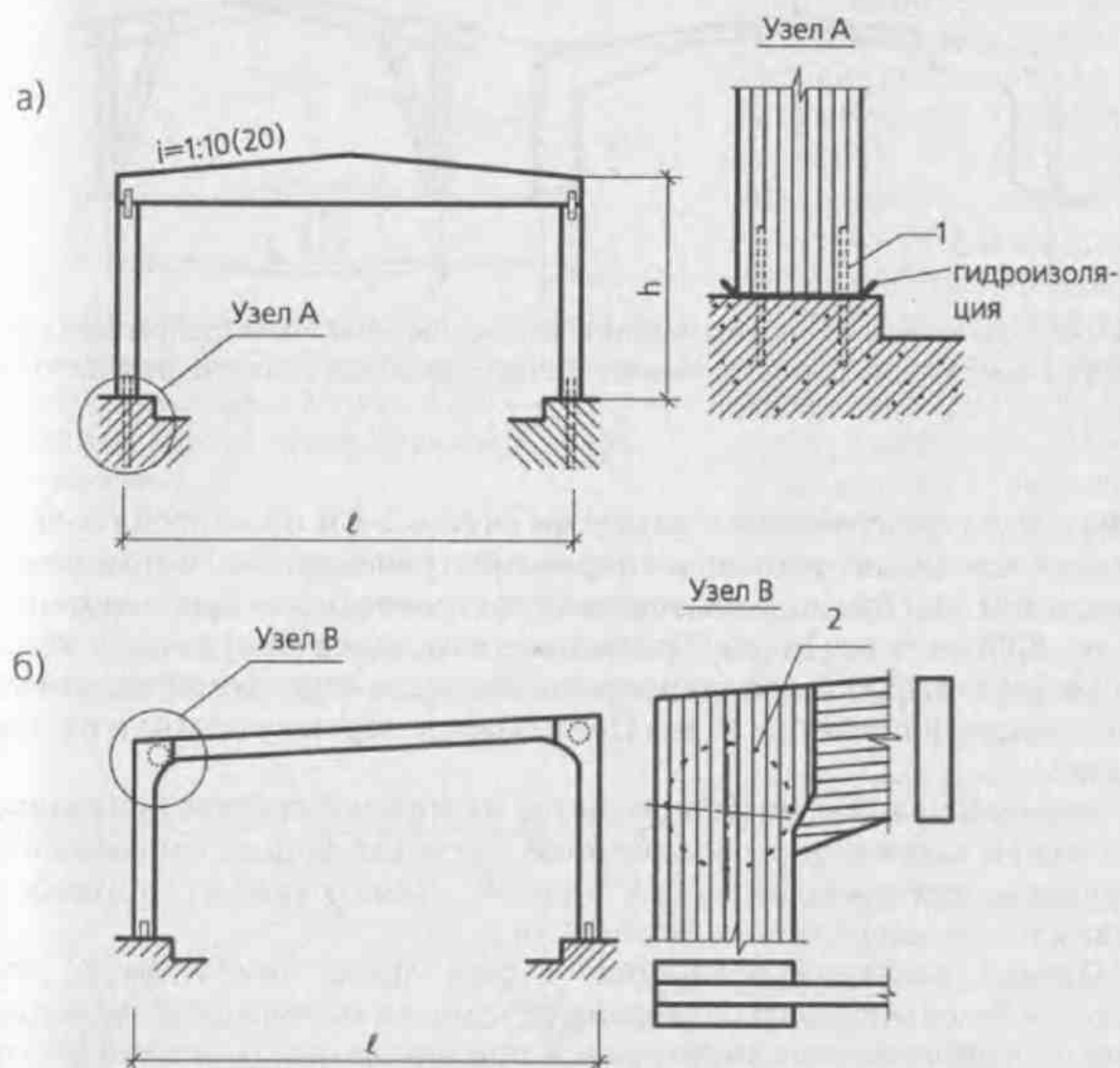


Рис. 4.14. Двухшарнирные рамы: а - с жестко закрепленными в основании стойками; б - жесткими карнизными узлами: 1 - клеестержневое соединение (арматура, вклеенная в древесину с помощью клея ЭПЦ-1), 2 - нагельное соединение

относятся: рамы из прямолинейных элементов (рис. 4.15,а) и гнутоклееные рамы (рис. 4.15,б). Гнутоклееные рамы изготавливаются из досок толщиной

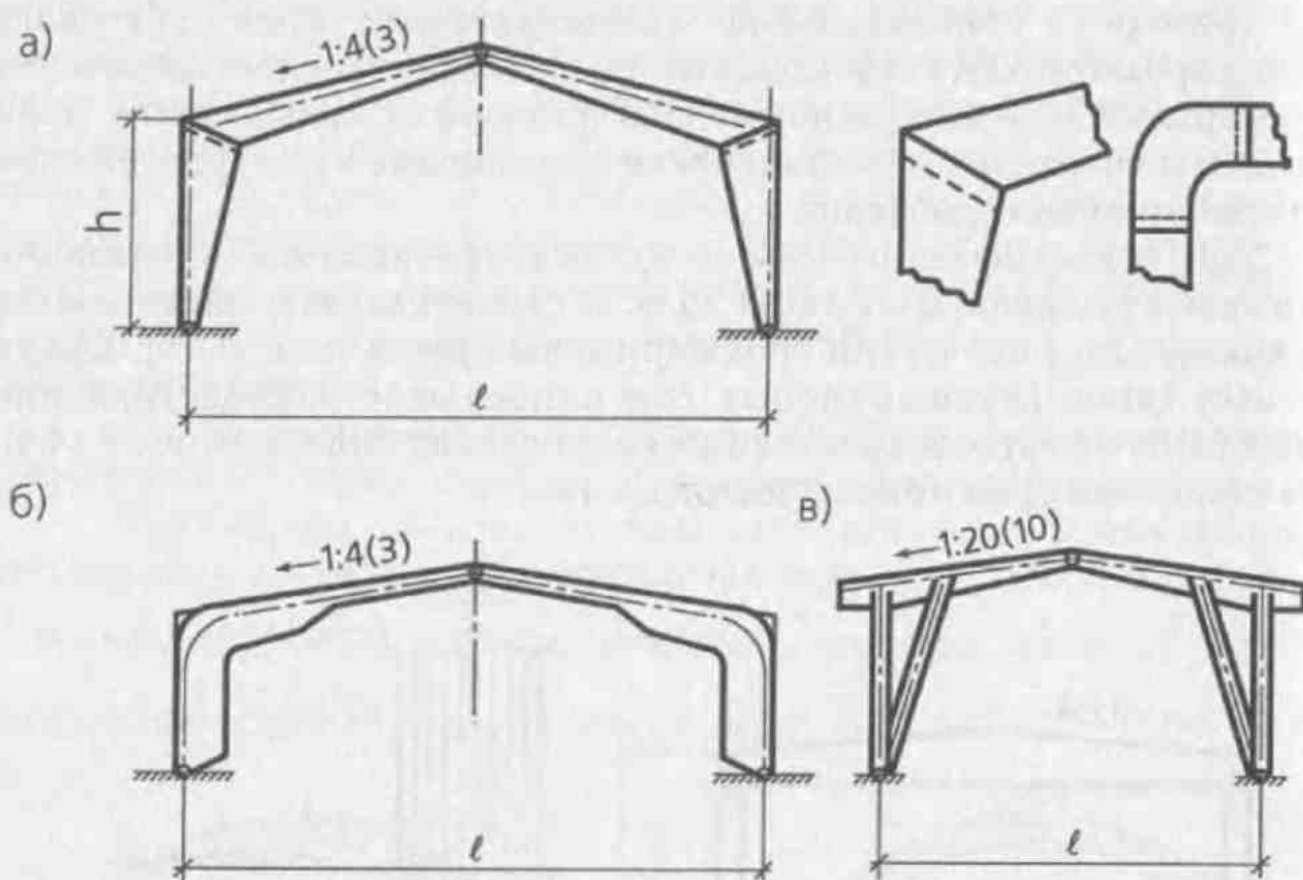


Рис. 4.15. Трехшарнирные дощатоклееные рамы: а - из прямолинейных элементов ригеля и стоек с зубчатым стыком в карнизе; б - гнутоклееная; в - из прямолинейных элементов ригеля, стоек и подкосов

16-25 мм после фрезерования с радиусом гнутья 2-4 м и высотой стоек до 3,5 м, что обеспечивает условия их перевозки транспортом. Гнутоклееные рамы пролетом 58 м были использованы при строительстве крытого дворца спорта на 4000 мест в г.Твери. Трехшарнирные рамы из прямолинейных элементов (рис. 4.15,в) были запроектированы для строительства крытой ледовой площадки пролетом 30 м в Центральном парке культуры и отдыха в г.Москве.

Распор рам в основном передается на железобетонное основание, реже стальной затяжкой, расположенной в основании пола одноэтажных или перекрытиях многоэтажных зданий. Конструкции опорных и коньковых узлов рам показаны на рис. 4.16.

Предел огнестойкости арок и рам выше чем у ферм, что объясняется более мощными размерами сечения их элементов. Исчерпание несущей способности этих конструкций при огневом воздействии может наступить из-за потери прочности клееных элементов в сечениях, где действует максимальный изгибающий момент, а также за счет потери устойчивости плоской формы сечений в результате обрушения связей или

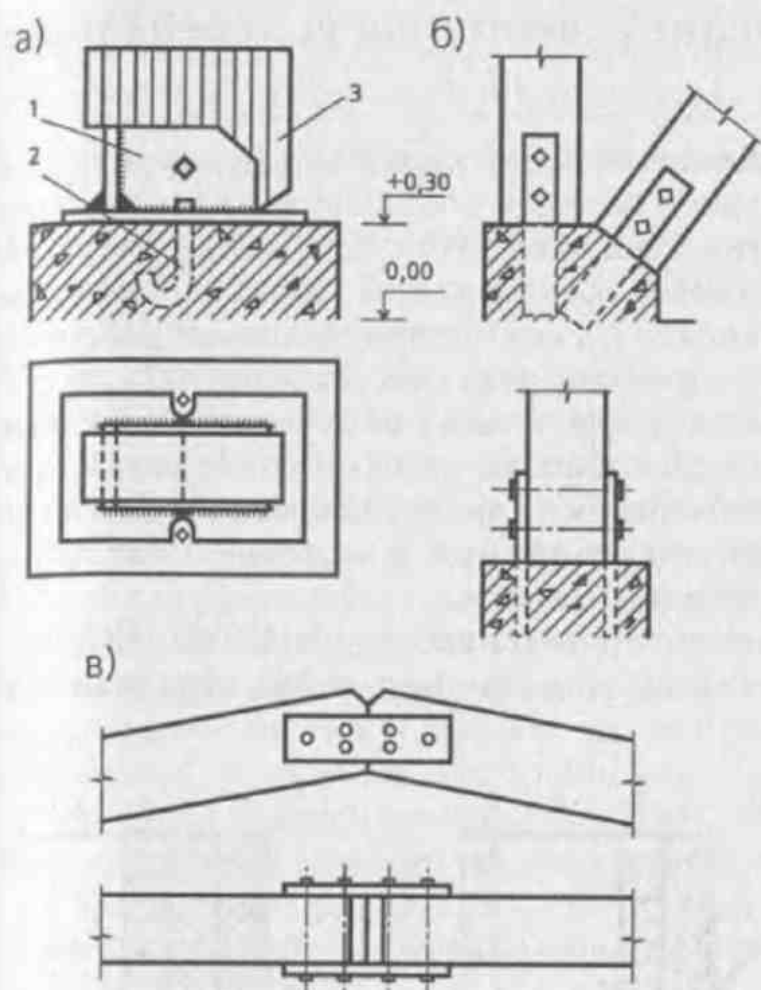


Рис. 4.16. Узлы клееных рам: а - опорный узел гнутоклееной рамы; б - опорный узел рамы из прямолинейных элементов ригеля, стойки и подкосов; в - коньковый узел; 1-стальной башмак; 2-анкер; 3-стойка рамы

свойственный вес арки и вес ограждающих конструкций) и снеговой нагрузки, расположенной на половине или части пролета (рис. 4.17,а). Максимальный момент в рамах наблюдается в зоне их карнизов при совместном действии постоянной и снеговой нагрузок на всем пролете конструкции (рис. 4.17,б).

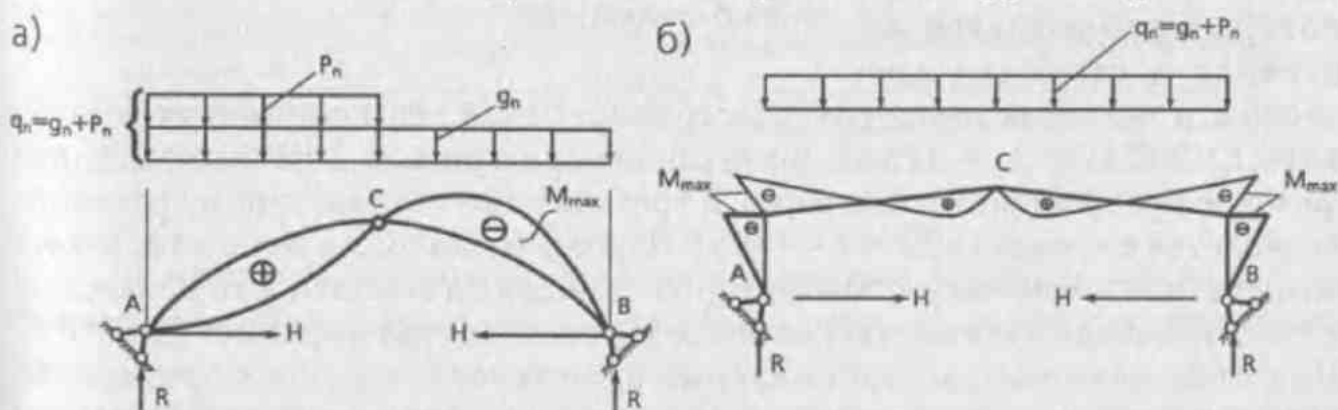


Рис. 4.17. Эпюры изгибающих моментов в трехшарнирных плоскостных распорных конструкциях от наихудшего сочетания нагрузок; а - в арке кругового очертания; б - в раме

элементов ограждения, выполняющих роль связей. Кроме этого, как показал пожар в здании легкоатлетического манежа «Трудовые резервы» в г.Минске, отказ арок и рам может произойти из-за потери несущей способности узлов. В условиях пожара более опасными являются арки, в которых распор воспринимается стальной затяжкой, обладающей низким пределом огнестойкости. При оценке пределов огнестойкости арок и рам необходимо учитывать, что деревянные элементы этих конструкций работают в условиях сложного сопротивления от совместного действия нормальной силы сжатия и изгибающего момента. В арках максимальный момент возникает в сечениях, расположенных в 1/4 пролета конструкции, от совместного действия на всем пролете постоянной нагрузки (соб-

4.3. Факторы, определяющие огнестойкость деревянных конструкций

В условиях пожара снижение несущей способности деревянных конструкций определяется снижением несущей способности их деревянных элементов и узловых соединений этих элементов. Снижение несущей способности деревянных элементов конструкций происходит из-за обугливания древесины, что приводит к уменьшению размеров рабочего сечения их элементов, способного воспринимать действующие нагрузки, а также из-за изменения прочности древесины в необуглившейся части сечения. На изменение несущей способности узловых соединений при пожаре оказывает влияние как обугливание древесины, так и снижение прочности стальных элементов, используемых в конструкциях этих соединений (нагели, стальные накладки, башмаки).

По результатам исследований, проведенных во ВНИИПО МВД РФ, предложена следующая физическая модель (рис. 4.18) обугливания древесины деревянных конструкций при воздействии на них «стандартного» пожара, включающая два этапа. В соответствии с рис. 4.18, а первый этап процесса характеризуется интенсивным прогревом поверхностных слоев древесины, вызывающим выпаривание влаги, находящейся в древесине, в окружающую среду и перемещением ее вглубь сечения элемента. При этом образуется три характерные зоны, в первой из которых наблюдается частичная деструкция древесины, а значения температур на границах этой зоны соответственно равны: $t_1 < 300^\circ\text{C}$ и $t_2 > 175^\circ\text{C}$. Во второй зоне при $t_3 > 100^\circ\text{C}$ происходит фазовое превращение влаги в пар. В третьей зоне температура в древесине колеблется в пределах $20^\circ < t < 100^\circ\text{C}$. Через 3-5 мин после начала теплового воздействия по режиму «стандартного» пожара на поверхности древесины с относительной влажностью не более 9% температура достигает $280-300^\circ\text{C}$. При этом начинается карбонизация поверхностных слоев древесины, которая теряет свои первоначальные механические свойства. Согласно рассматриваемой модели начинается второй этап процесса (рис. 4.18, б), где помимо зон 1, 2, 3 рассматривается зона 0, в которой при $t > 300^\circ\text{C}$

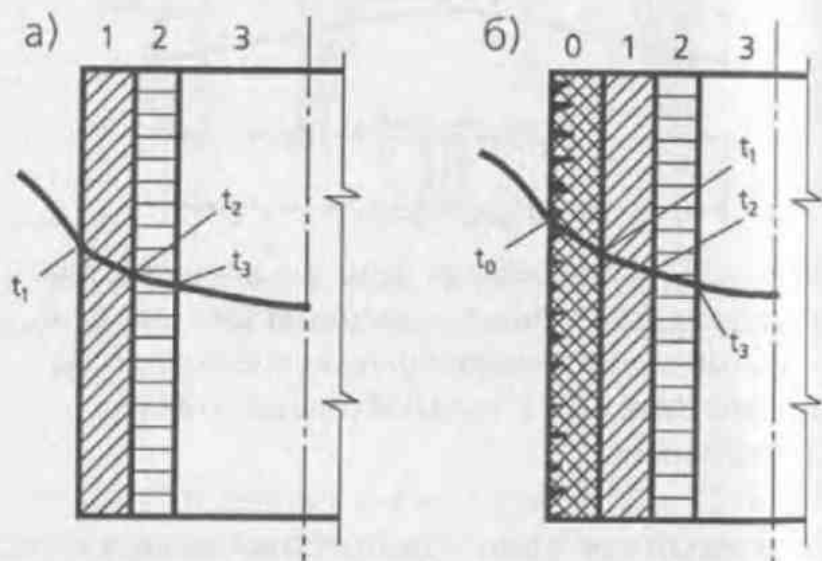


Рис. 4.18. Модель процесса обугливания древесины и распределение температуры по сечению деревянных элементов при «стандартном» режиме пожара; а - первый этап; б - второй этап

образуется слой угля с неоднородной пористой структурой с усадочными трещинами. Этот переугленный слой древесины обладает более низкими, по сравнению с необугленной древесиной, теплофизическими характеристиками: коэффициентом теплопроводности $\lambda_{\text{лет}}$, удельной теплоемкостью

$C_{\text{лет}}$. Процесс обугливания происходит последовательно, распространяясь от поверхностных слоев вглубь сечения элемента, что приводит к уменьшению его размеров.

Скорость обугливания различных пород древесины колеблется в пределах от 0,6 до 1,0 мм/мин и зависит от: изменения и продолжительности температурного режима пожара; плотности и влажности древесины; количества сторон обогрева деревянного элемента, а также размеров его сечения и шероховатости поверхности. С увеличением плотности, влажности древесины и размеров сечения деревянного элемента скорость обугливания снижается, а с увеличением температуры нагревающей среды при пожаре, притока воздуха, количества сторон обогрева сечения и шероховатости поверхности их плоскостей скорость обугливания древесины возрастает. По сравнению с клееной древесиной, скорость обугливания цельной древесины выше. С увеличением продолжительности температурного воздействия скорость обугливания древесины снижается. Для элементов прямоугольного сечения скорость обугливания древесины зависит от отношения высоты сечения h к его ширине b . Так, при обогреве элемента с трех сторон при $h/b=1$ (квадратное сечение) скорость обугливания V боковых граней равна скорости обугливания нижней грани ($V_{\text{бок}} = V_{\text{низ}}$), а для отношения $h/b=3,4$ - $V_{\text{низ}} = 1,3V_{\text{бок}}$. Согласно [20], при расчете пределов огнестойкости деревянных конструкций по «стандартному» режиму скорость обугливания древесины принимается постоянной. Для древесины (ель, сосна) с влажностью не более 9% значения скорости обугливания цельной и клееной древесины даны в табл. 4.1.

Таблица 4.1.

Скорость обугливания древесины

Наименьший размер сечения, мм	Скорость обугливания древесины V , мм/мин	
	клееной	цельной
120 мм и более	0,6	0,8
Менее 120 мм	0,7	1,0

Изменение глубины обугливания древесины Z от времени ее нагрева τ имеет линейный характер. При этом значение глубины обугливания равно

$$Z = \tau V, \quad (4.1)$$

где V - скорость обугливания древесины.

Обработка поверхности элементов деревянных конструкций огнезащитными составами задерживает начало обугливания древесины и не влияет на скорость ее обугливания. В элементах прямоугольного сечения более интенсивно обугливаются углы сечений, скругление которых наблюдается через 10-15 мин после начала карбонизации древесины. При тепловом воздействии на элементы деревянных конструкций кроме уменьшения размеров рабочего сечения в результате обугливания древесины наблюдается снижение ее прочности и упругих характеристик. Неравномерное распределение температуры по сечению приводит к тому, что величины механических и теплофизических характеристик в различных точках данного сечения изменяются неодинаково. Зависимость изменения прочности и модуля упругости необуглившейся древесины от температуры, по результатам проведенных исследований, показаны на рис. 4.19 [17].

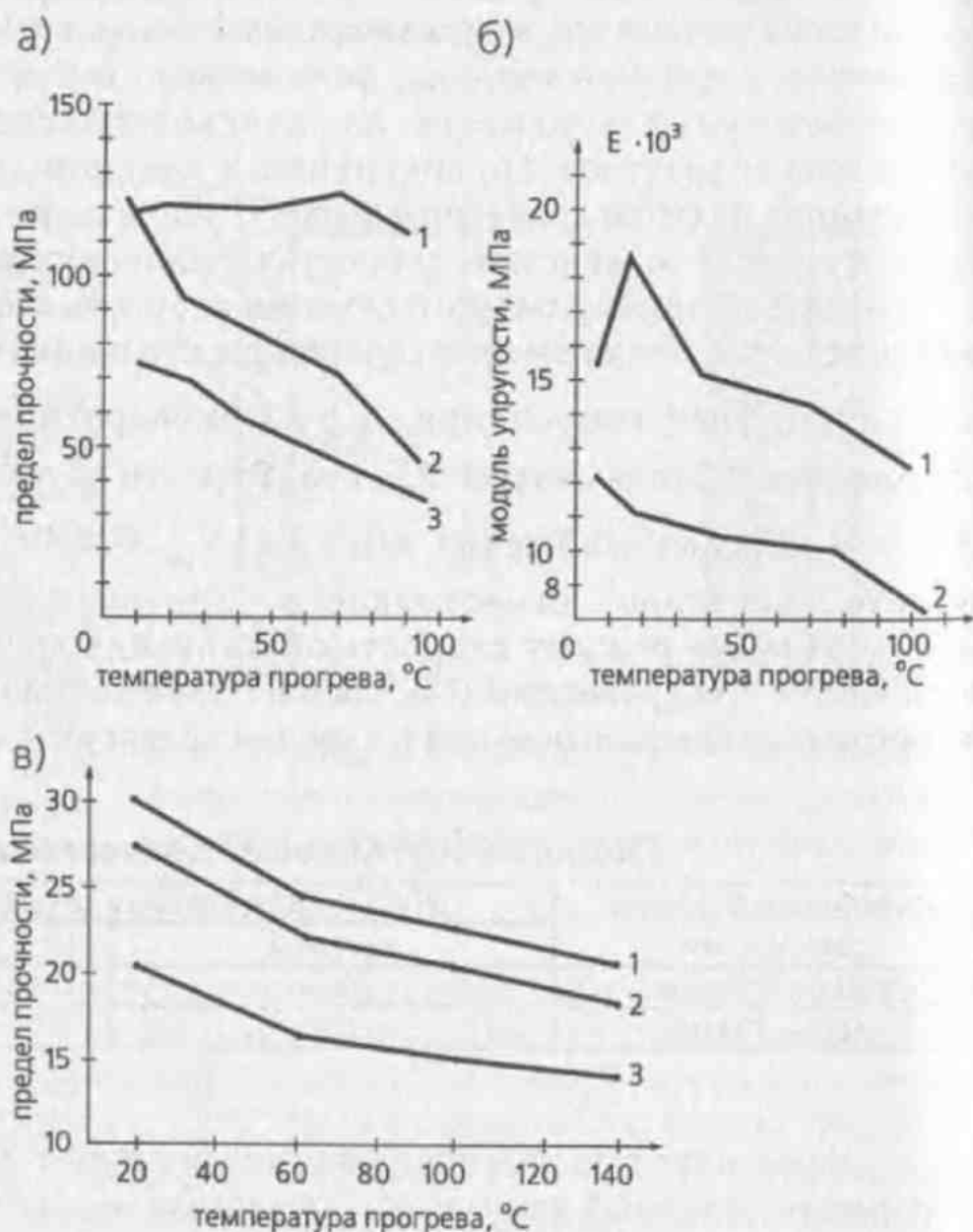


Рис. 4.19. Зависимость механических характеристик древесины от температуры:
а - прочность;
б - модуль упругости;
в - прочность на изгиб (для древесины 1-го, 2-го и 3-го сортов)

При температуре 230-250°C древесина полностью теряет способность сопротивляться действующим нагрузкам. Толщина слоя

древесины, прогретой до значений температуры 230-250°C и находящейся за фронтом обугливания в пределах зоны 1 (рис. 4.18), составляет 5-6 мм. Распределение температуры от фронта обугливания к центру сечения массивных клееных деревянных элементов, меняющейся в пределах от 300°C до первоначальной температуры в условиях эксплуатации по гиперболическому закону, приведено на рис. 4.20 [20]. При «стандартном»

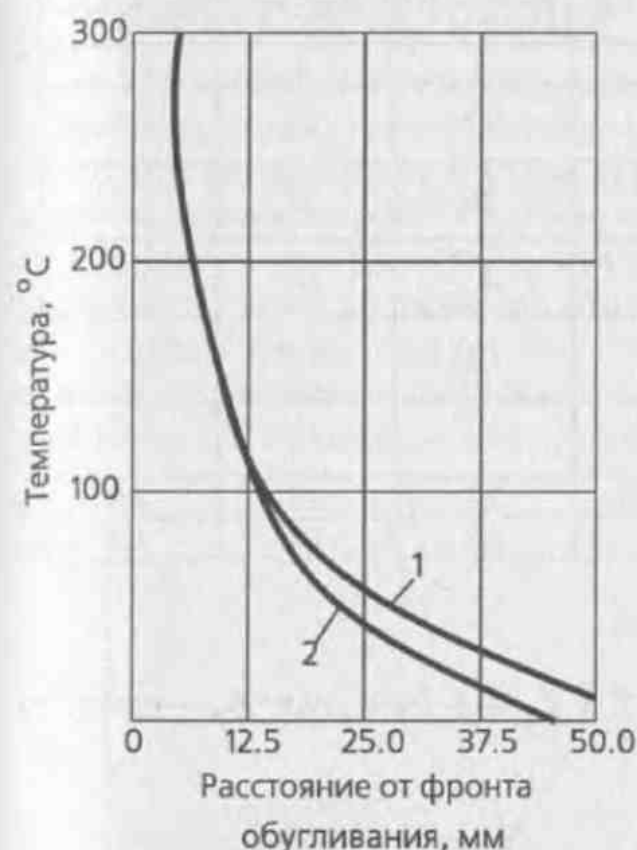


Рис. 4.20. Распределение температуры от фронта обугливания к центру сечения клееного деревянного элемента при тепловом воздействии: 1 - в пределах 30 мин, 2 - в пределах 60 мин

режиме пожара толщина такого слоя древесины формируется в течении 1-1,5 часа, продвигаясь с перемещением фронта обугливания вглубь сечения элемента, сохраняет свою длину в пределах 40-55 мм. Для оценки прочности древесины в конструкциях, находящихся в условиях пожара, используются расчетные сопротивления R_f вели-

чины которых для среднего значения температуры в необуглившейся части сечения, равной 80°C, в зависимости от напряженного состояния и сортности древесины определяются по табл. 4.2. Значения этих величин найдены с учетом экспериментальных результатов, полученных финскими исследователями. Так как фактический предел огнестойкости строительных конструкций, определяется как среднее арифметическое значение результатов испытаний отдельных образцов конструкций, значения расчетных сопротивлений R_f назначались, исхо-

дя из среднестатистических значений пределов прочности древесины, работающей в различных условиях напряженного состояния [20].

При сравнении значений R_f в табл. 4.2 с величинами нормативных сопротивлений R_n для различных сортов древесины, указанных в [38], оказывается, что $R_f \approx R_n$, за исключением скалывания вдоль волокон клееной древесины. Так как за фронтом обугливания имеется слой древесины толщиной $\delta = 5$ мм, который не сопротивляется действующим на элемент нагрузкам, введем понятие - «расчетная глубина обугливания», Z .

Расчетные сопротивления R_f для определения фактических пределов огнестойкости деревянных конструкций

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетные сопротивления для сортов древесины, МПа		
		1	2	3
1	2	3	4	5
Изгиб	R_{fw}	29	26	18
Сжатие и смятие вдоль волокон древесины	R_{fc}	26	23	16
Растяжение вдоль волокон древесины	R_{ft}	20	15	—
Растяжение поперек волокон древесины	R_{ftt}	1,1	1,1	—
Скалывание вдоль волокон древесины	R_{fqs}			
цельной		3,7	3,2	2,9
клееной		1,3	1,2	1,1

Этот расчетный параметр составляет - $Z = Z_f + \delta$ (мм), где Z_f - толщина обуглившегося слоя древесины.

4.4. Методика расчета огнестойкости несущих деревянных конструкций

В табл. 12 и 14 Пособия [29] даны значения пределов огнестойкости и пределов распространения огня, полученных экспериментальным путем, для различных типов несущих и ограждающих конструкций, выполненных из древесины и материалов на ее основе. Эти данные могут быть использованы при выполнении проектов зданий и сооружений с применением деревянных конструкций, а также во время проведения противопожарной экспертизы подобных объектов. Однако необходимо учесть, что в этих таблицах не указаны причины и места разрушений рассматриваемых деревянных конструкций при огневом воздействии. К таким причинам относятся уровень нагрузки, действующей на конструкцию, и вид напряженного состояния. Отсутствие этих данных затрудняет более точную оценку возможности применения рассматриваемых типов деревянных конструкций при строительстве объектов с точки зрения требований противопожарных норм, а также разработку мероприятий по их огнезащите. Кроме этого, в указанных таблицах предоставлена далеко не вся номенклатура конструкций,

изготовленных из клееной или цельной древесины, которые применяются в практике строительства. В связи с этим, в ряде случаев, возникает необходимость оценить несущую способность и предел огнестойкости деревянных конструкций расчетным путем.

4.4.1. Расчет предела огнестойкости элементов деревянных конструкций

Изменение в условиях пожара прочностных, а для древесины и геометрических характеристик сечений, способствует снижению несущей способности элементов и узлов деревянных конструкций. Нормальные и касательные напряжения в сечениях элементов при этом увеличиваются. Предельное состояние элемента деревянных конструкций при пожаре наступает в случае достижения нормальными(касательными) напряжениями от нормативной нагрузки значения величины нормируемой прочности(расчетного сопротивления) или снижения несущей способности элемента до величины внутреннего силового фактора. На рис. 4.21

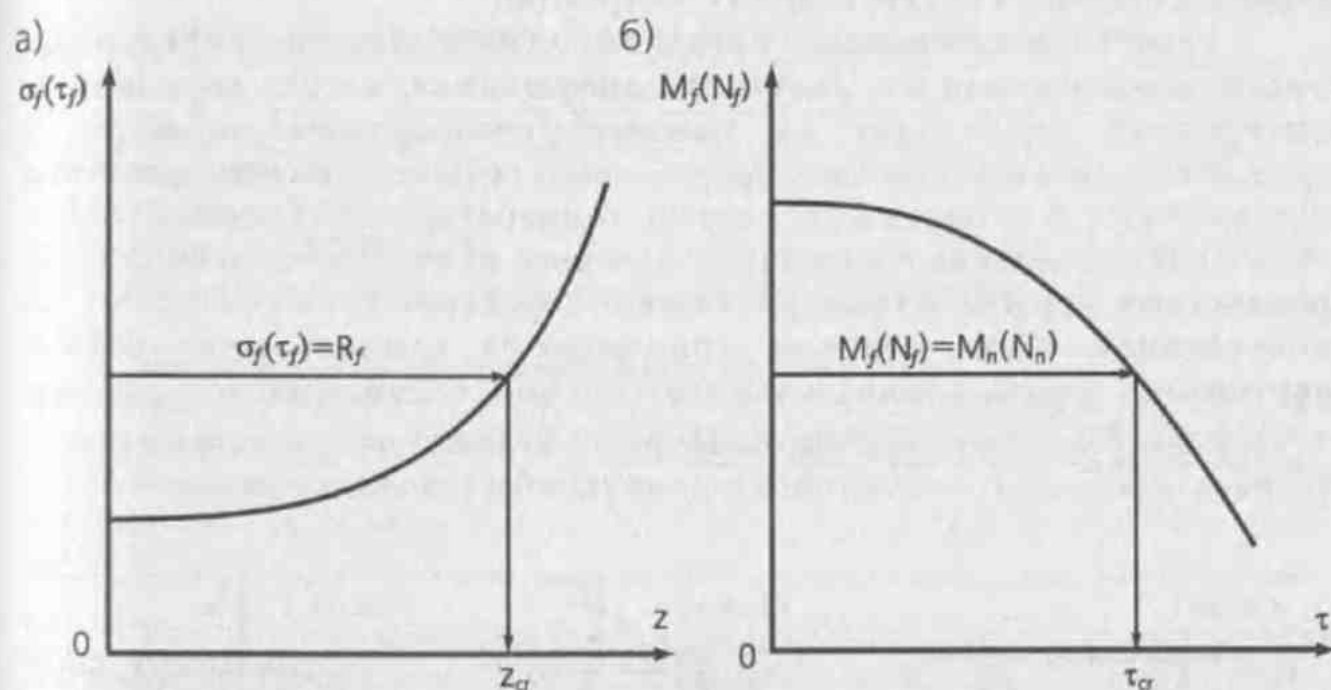


Рис. 4.21. Зависимость: а - величины напряжений в сечении от расчетной глубины обугливания; б - несущей способности от времени действия пожара

показаны графики изменения напряжений в сечении элемента от глубины обугливания древесины и снижения их несущей способности от времени действия пожара. Предельное состояние деревянных конструкций, элементов и их соединений определяется следующими равенствами:

$$\sigma_f(\tau_f) = R_f; \quad (4.2)$$

$$M_f(N_f) = M_n(N_n), \quad (4.3)$$

где $\sigma_f(\tau_f)$ - нормальные (касательные) напряжения в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок; R_f - расчетное сопротивление для определения предела огнестойкости; $M_f(N_f)$ - несущая способность элемента или конструкции; $M_n(N_n)$ - силовые факторы в расчетном сечении от действия нормативных нагрузок. Рабочее сечение деревянного элемента, при достижении которого в результате обугливания наступает предельное состояние, называется критическим, а расчетная глубина обугливания $Z = Z_{cr}$ - предельной. Предельное значение глубины обуглившегося слоя древесины составляет - $Z_{fcr} = Z_{cr} - \delta$ (мм). Наименьшее значение времени от начала воздействия температуры на конструкцию в условиях пожара до наступления предельного состояния ее деревянных или металлических элементов, а также узлов является искомым значением предела огнестойкости деревянной конструкции.

Расчет фактических пределов огнестойкости деревянных конструкций основан на следующих допущениях: нагрев деревянных конструкций происходит по режиму "стандартного" пожара; в горизонтальном и вертикальном направлениях сечения элемента древесина обугливается с постоянной скоростью; температура в различных точках необугленного сечения деревянного элемента принимается равной 80°C ; прочностные, упругие и теплофизические характеристики во всех точках необугленной части сечения принимаются одинаковыми; радиус закругления узлов прямоугольного сечения r принимается равным расчетной глубине обугливания Z . На рис. 4.22 показаны различные схемы обогрева деревянных элементов и конструкций в условиях пожара.

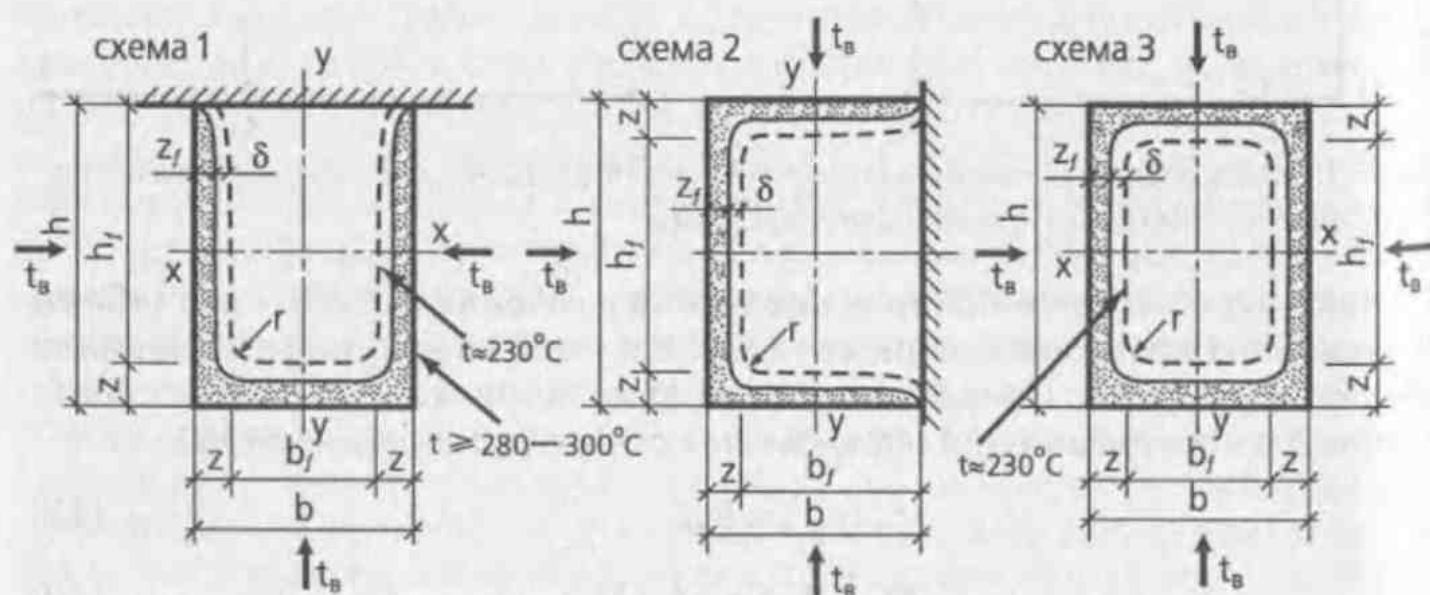


Рис. 4.22. Схемы обогрева деревянных элементов и конструкций в условиях пожара

Фактический предел огнестойкости деревянного элемента или конструкции из условия потери их несущей способности равен

$$P_{\Phi} = \tau_o + \tau_{cr}, \quad (4.4)$$

где τ_o - время от начала воздействия на древесину температуры при пожаре до начала обугливания принимается по табл. 4.3; τ_{cr} - время от начала обугливания древесины до наступления предельного состояния при пожаре.

В формуле (4.4) время $\tau_{cr} = \frac{(Z_{cr} - \delta)}{V}$, где скорость обугливания древесины V определяется по табл. 4.1. В том случае, если $Z_{cr} \leq \delta$

значение - $P_{\Phi} = \frac{Z_{cr} \tau_o}{\delta}$.

Таблица 4.3.

Значение времени до начала обугливания древесины

Способ огнезащиты	Время τ_o , мин
Без огнезащиты и при обработке антипиренами	4
Гипсокартонный лист:	
ГКЛ ($\delta = 10$ мм), ГОСТ 6266-89	11
ГКЛ ($\delta = 12,5$ мм), ГОСТ 6266-89	14
Песчано-цементная штукатурка толщиной 20-25 мм по металлической сетке	30
Полужесткая негорючая минераловатная плита толщиной 50 мм (ГОСТ 9573-89)	30
Асбестоцементноперлитовый плоский лист толщиной 10-12 мм	15
Вспучивающиеся покрытия:	
ВПД (4 слоя), ГОСТ 25130-82	8
ОФП-9 (2 слоя), ГОСТ 23790	8

Как видно из формулы (4.4) для определения предела огнестойкости деревянного элемента необходимо знать значение предельной глубины обугливания, Z_{cr} , которую можно определить, используя зависимость "напряжение - расчетная глубина обугливания" (рис. 4.21,а) и равенство (4.2). При определении предела огнестойкости узловых соединений элементов деревянной конструкции используется зависимость "несущая способность - время действия пожара" (рис. 4.21,б) и равенство (4.3).

В условиях пожара, из-за обугливания древесины происходит изменение геометрических характеристик расчетного сечения деревянного элемента или конструкции. Прямоугольное сечение высотой h и шириной b , при $h \leq b$, имеет следующие геометрические характеристики: площадь A , момент сопротивления W , момент инерции I , статический момент S .

геометрических характеристик учитываются соответствующими коэффициентами $\eta_{A3}, \eta_{W3}, \eta_{I3}, \eta_{S3}$ и $\eta_{A4}, \eta_{W4}, \eta_{I4}, \eta_{S4}$. Коэффициент изменения геометрической характеристики при пожаре определяется следующим образом

$$\eta = \frac{\text{геометрич. хар. - ка при пожаре}}{\text{геометрич. хар. - ка до пожара}} \leq 1.$$

Зависимость значений этого коэффициента от расчетной глубины обугливания Z и размеров сечения h и b для различных схем обогрева сечения деревянного элемента показана в виде графиков на рис. 4.23-4.28 [20]. С помощью этих графиков определяется предельная глубина обугливания древесины Z_{cr} , величина которой не должна превышать 0,25 наименьшего размера сечения до пожара, что соответствует штрих-пунктирной линии и области на графиках, расположенной ниже этой линии. При использовании этих графиков необходимо учитывать, что в зависимости от схемы обогрева, а для таких геометрических характеристик, как A , а также W , I , S относительно осей X или Y , значения соответствующего коэффициента η рассматриваются в виде функции $\eta = f(h/b; Z/h)$ или $\eta = f(b/h; Z/b)$. Эти данные в зависимости от схем обогрева прямоугольного сечения, показанных на рис. 4.22, приведены в табл. 4.4.

Таблица 4.4.

Коэффициент η как функция отношений: $h/b; Z/h$ и $b/h; Z/b$ в зависимости от схемы обогрева прямоугольного сечения

Геометрическая характеристика	Коэффициент η	
	обогрев с трех сторон	обогрев с четырех сторон (схема 3)
1	2	3
A	Схема 1 $\eta_{A3} = f(h/b; Z/h)$ - рис. 4.23	$\eta_{A4} = f(h/b; Z/h)$ - рис. 4.27
W_x	Схема 1 - рис. 4.23; Схема 2 - рис. 4.24 $\eta_{W3} = f(h/b; Z/h)$	$\eta_{W4} = f(h/b; Z/h)$ - рис. 4.27
W_y	Схема 1 - рис. 4.24; Схема 2 - рис. 4.23 $\eta_{W3} = f(b/h; Z/b)$	$\eta_{W4} = f(b/h; Z/b)$ - рис. 4.27
I_x	Схема 1 - рис. 4.25; Схема 2 - рис. 4.24 $\eta_{I3} = f(h/b; Z/h)$	$\eta_{I4} = f(h/b; Z/h)$ - рис. 4.28
I_y	Схема 1 - рис. 4.24; Схема 2 - рис. 4.25 $\eta_{I3} = f(b/h; Z/b)$	$\eta_{I4} = f(b/h; Z/b)$ - рис. 4.28
S_x	Схема 1 - рис. 4.25; Схема 2 - рис. 4.26 $\eta_{S3} = f(h/b; Z/h)$	$\eta_{S4} = f(h/b; Z/h)$ - рис. 4.28

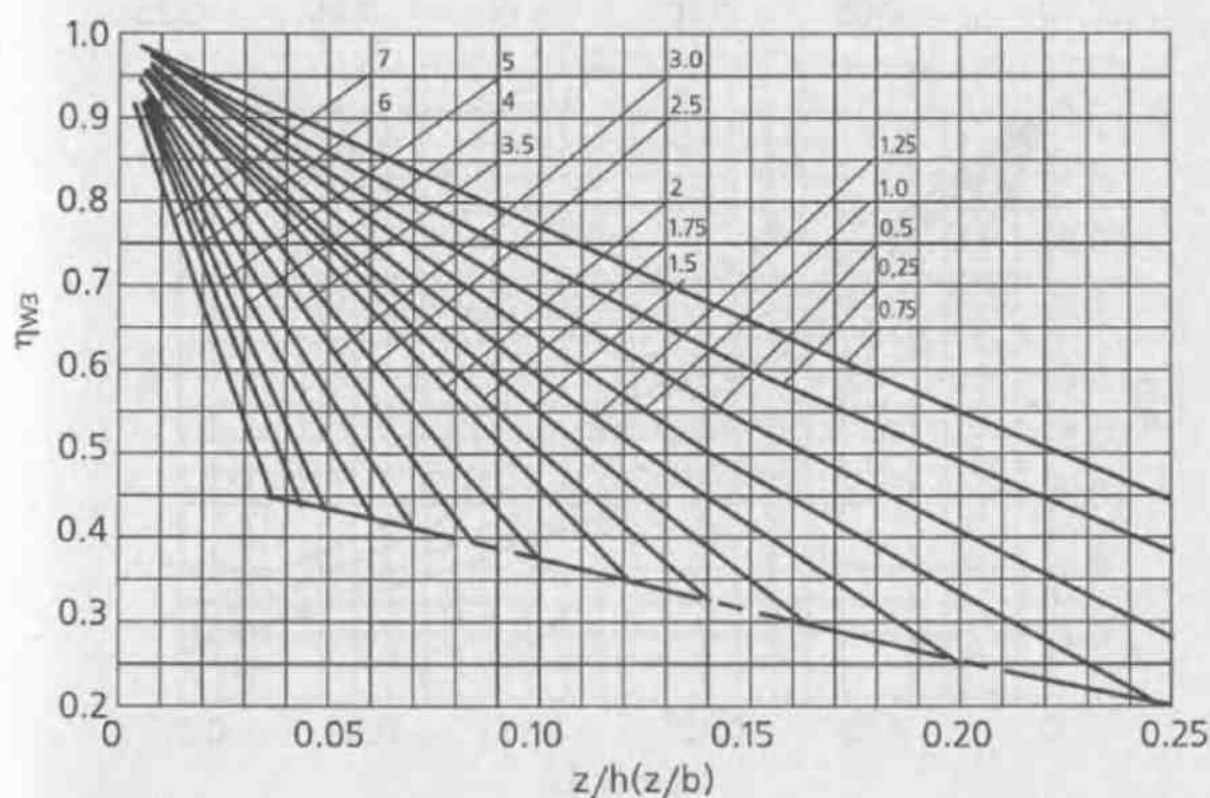
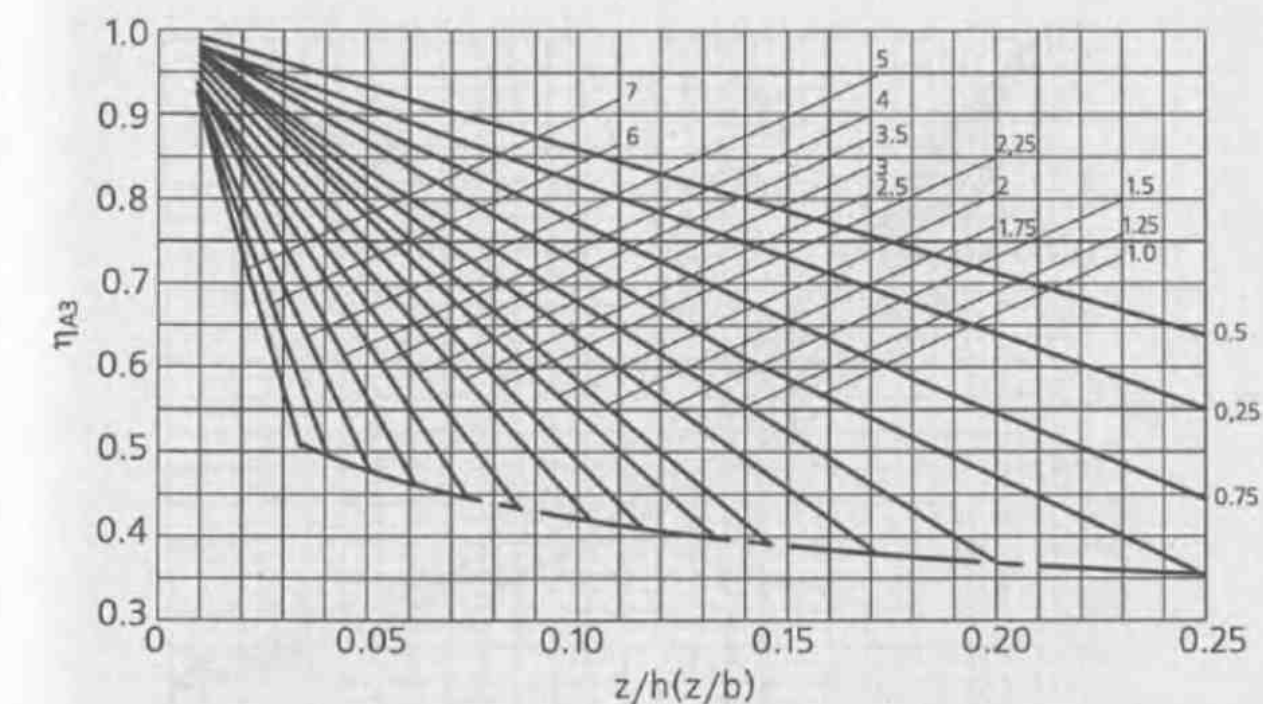


Рис. 4.23. Зависимость коэффициентов изменения геометрических характеристик сечения η_{A3} и η_{W3} - площади и момента сопротивления от отношения расчетной глубины обугливания к высоте (z/h) и ширине (z/b) сечения при обогреве с трех сторон. Цифры у кривых соответствуют отношению высоты сечения к его ширине ($1 \leq h/b \leq 7$) и отношению ширины сечения к его высоте ($b/h \leq 1$)

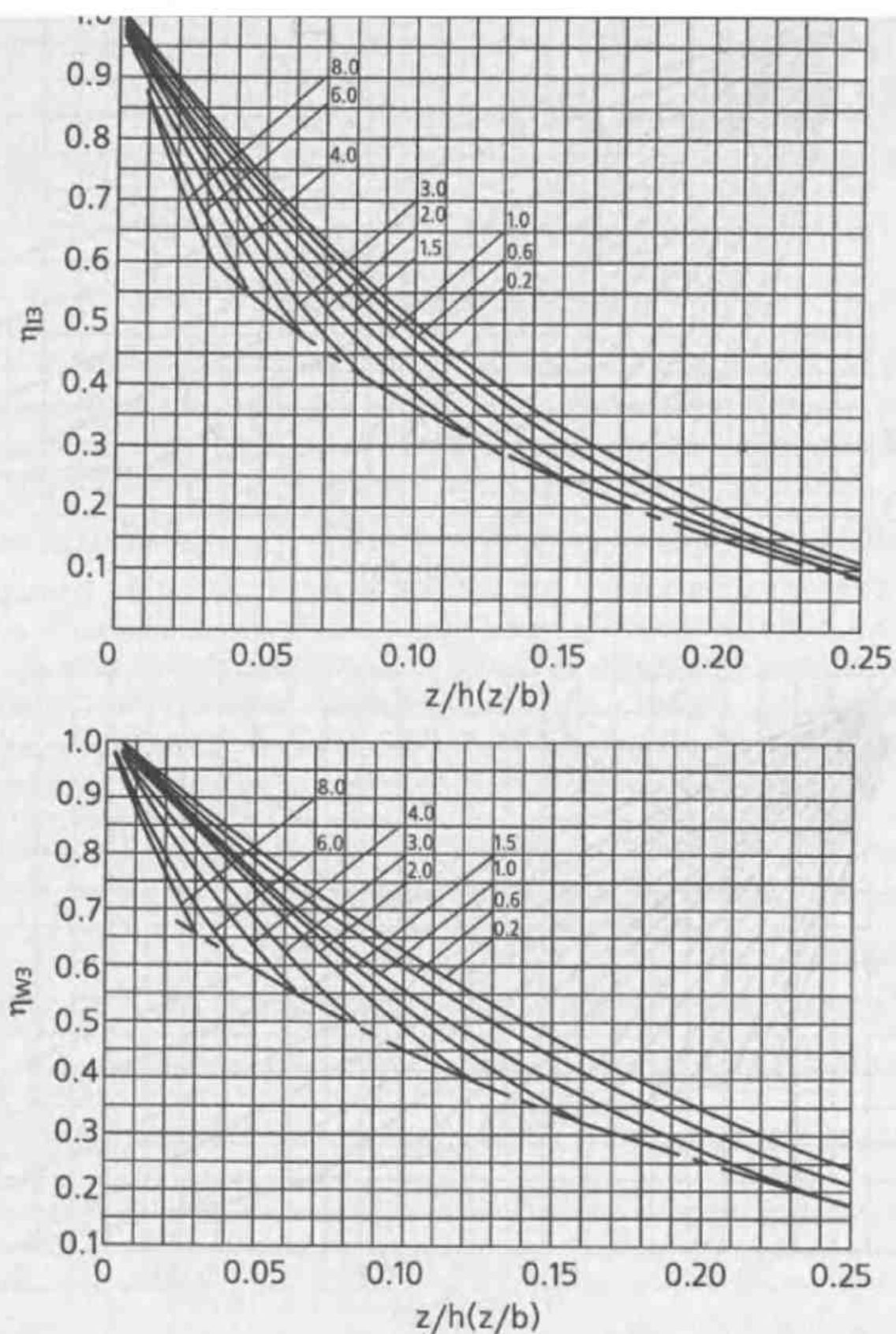


Рис. 4.24. Зависимость коэффициентов изменения геометрических характеристик сечения η_{I3} и η_{W3} - момента инерции и момента сопротивления от отношения расчетной глубины обугливания к высоте (z/h) и ширине (z/b) сечения при обогреве с трех сторон. Цифры у кривых соответствуют отношению высоты сечения к его ширине ($1 \leq h/b \leq 8$) и отношению ширины сечения к его высоте ($b/h \leq 1$)

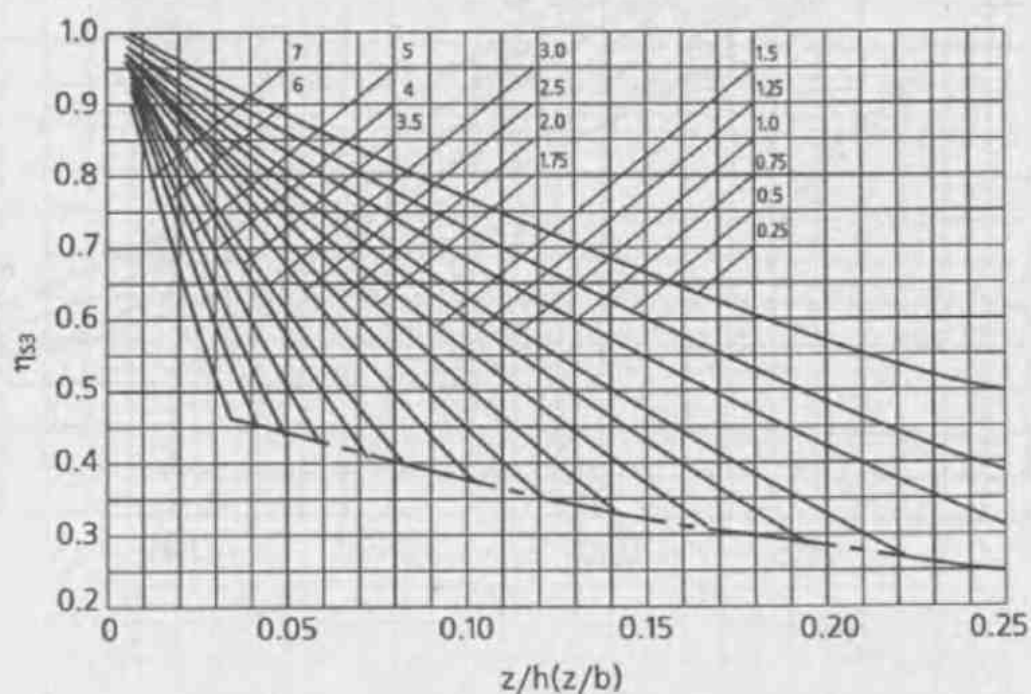
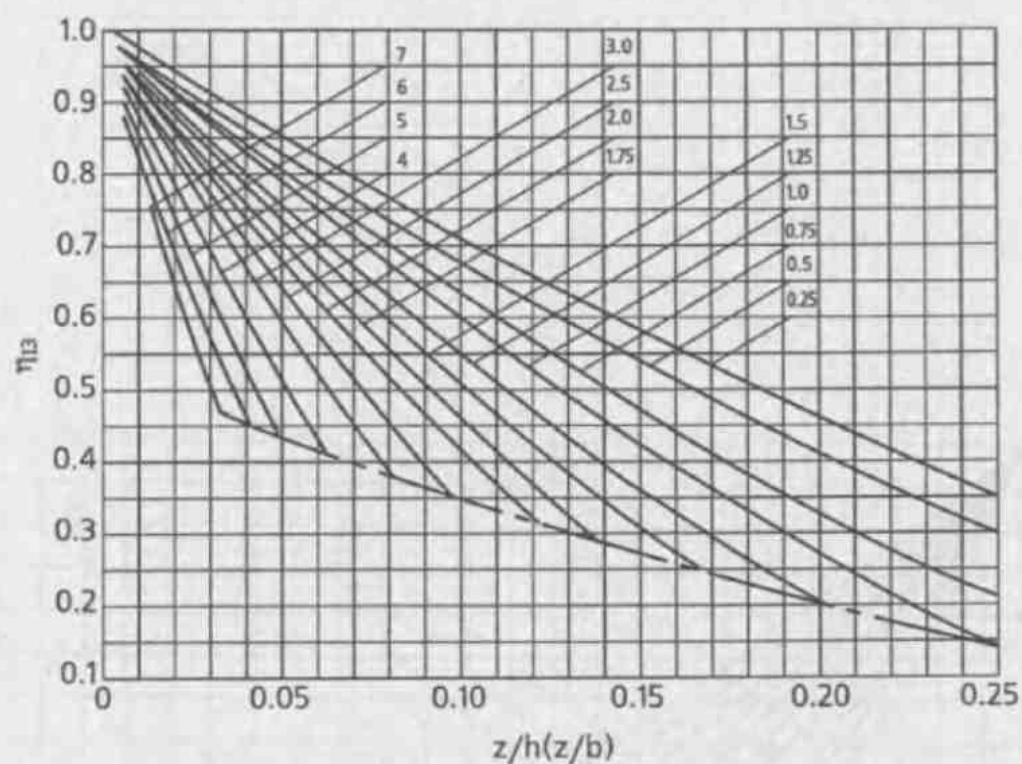


Рис. 4.25. Зависимость коэффициента изменения геометрических характеристик сечения η_{I3} и η_{S3} - момента инерции и статического момента от отношения расчетной глубины обугливания к высоте (Z/h) и ширине (Z/b) сечения при обогреве с трех сторон. Цифры у кривых соответствуют отношению высоты сечения к его ширине ($1 \leq h/b \leq 7$) и отношению ширины сечения к его высоте ($b/h \leq 1$)

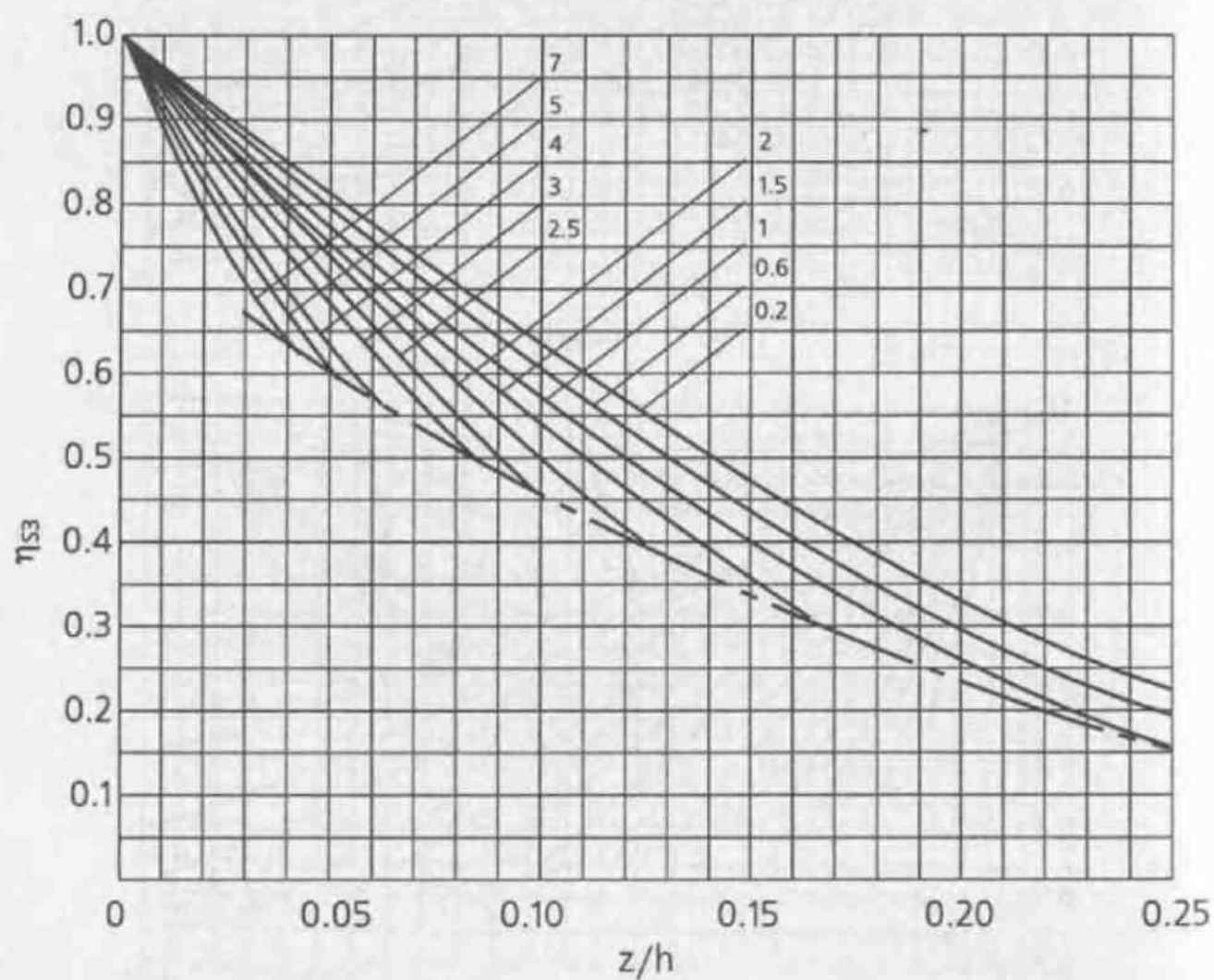


Рис. 4.26. Зависимость коэффициента изменения геометрической характеристики η_{sz} статического момента от отношения расчетной глубины обугливания к высоте сечения (z/h) . Цифры у кривых соответствуют отношению высоты сечения к его ширине (h/b)

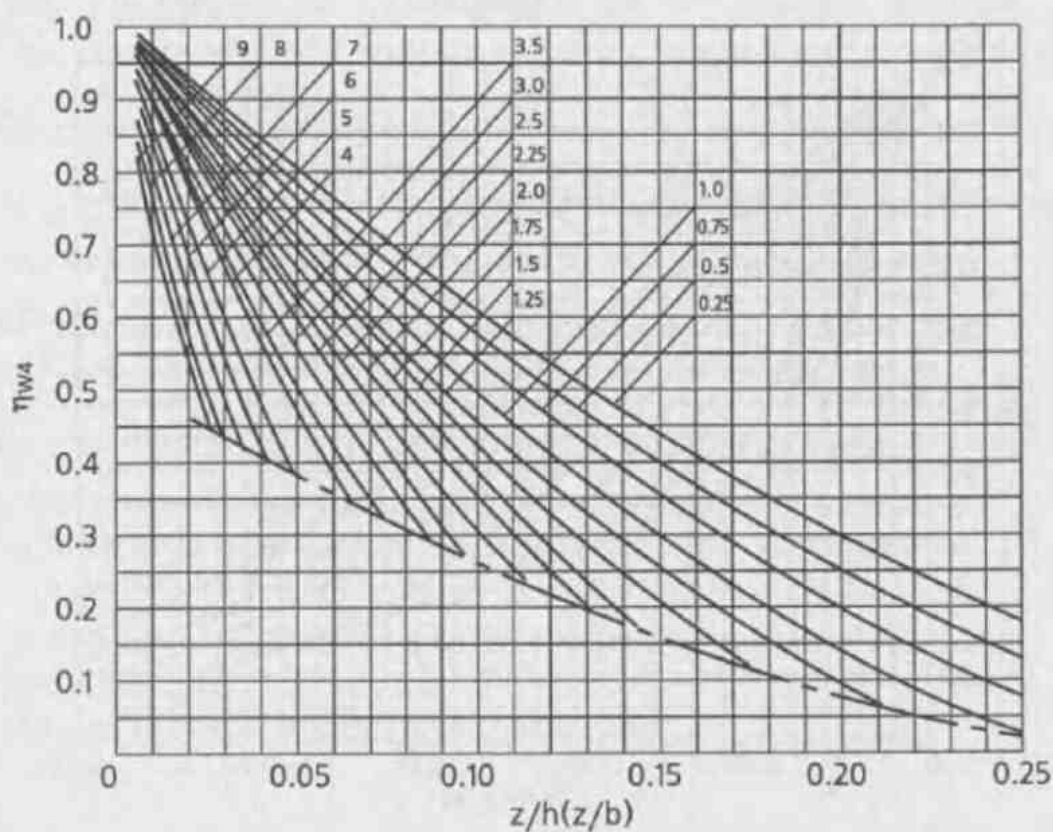
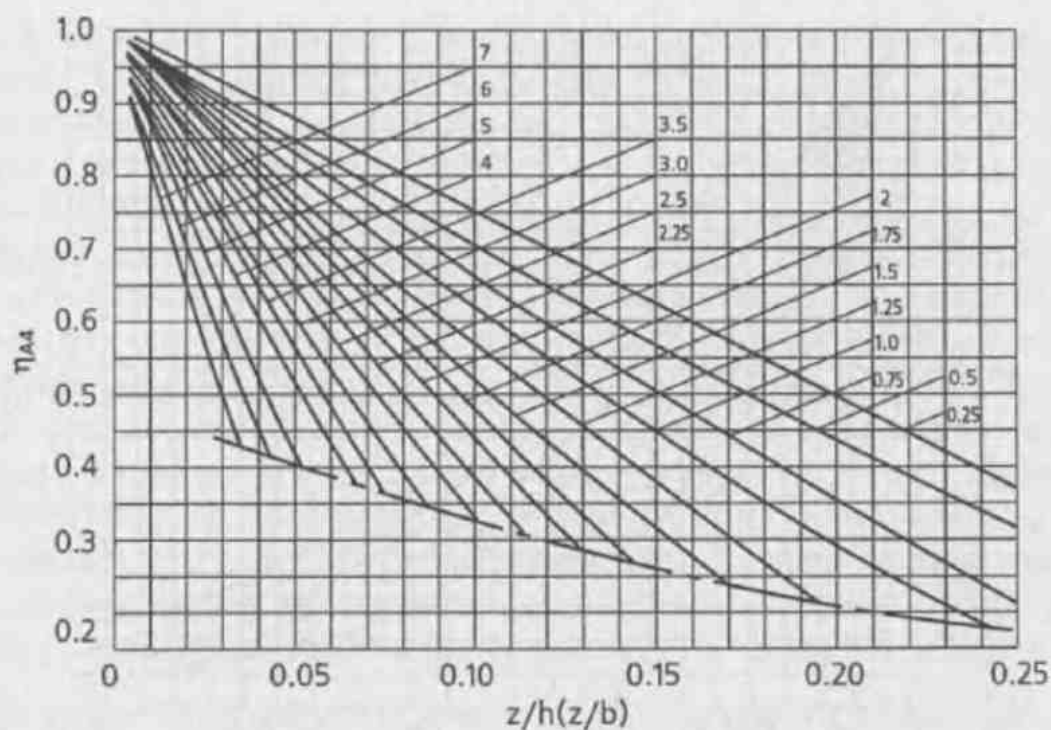


Рис. 4.27. Зависимость коэффициентов изменения геометрических характеристик сечения η_{A4} и η_{W4} - площади и момента сопротивления от отношения расчетной глубины обугливания к высоте (z/h) и ширине (z/b) сечения при обогреве с четырех сторон. Цифры у кривых соответствуют отношению высоты сечения к его ширине $(1 \leq h/b \leq 7; 1 \leq h/b \leq 9)$ и отношению ширины сечения к его высоте $(b/h \leq 1)$

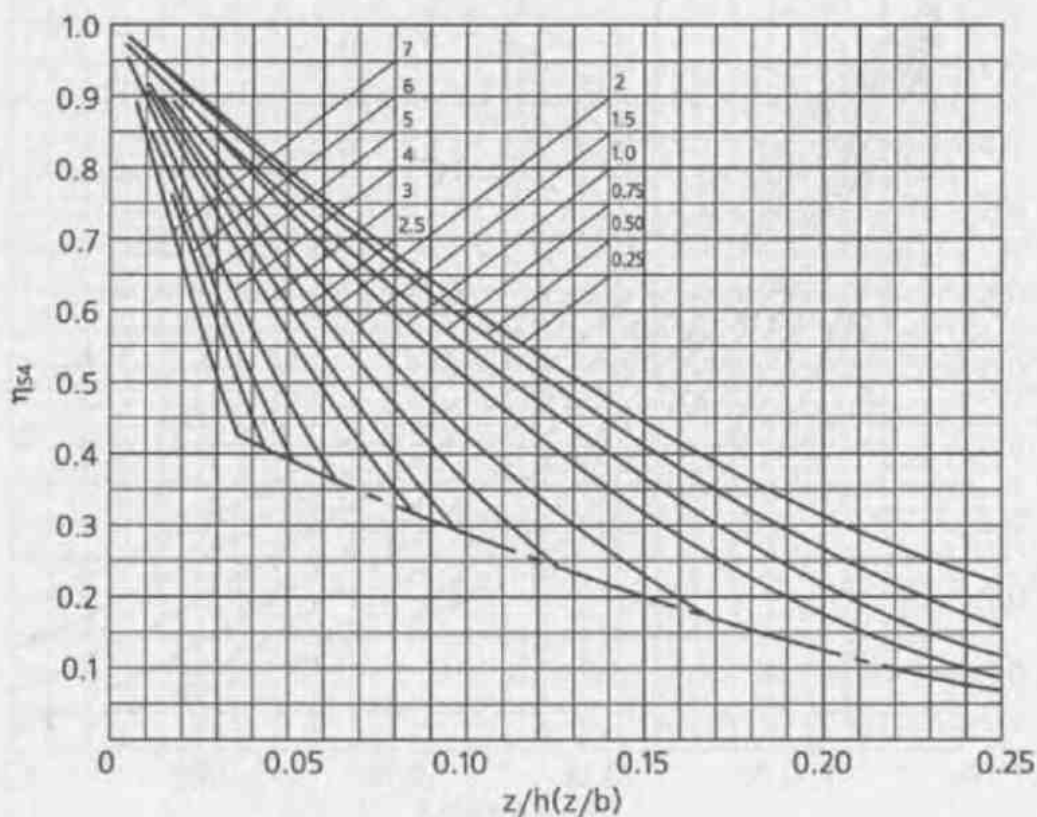
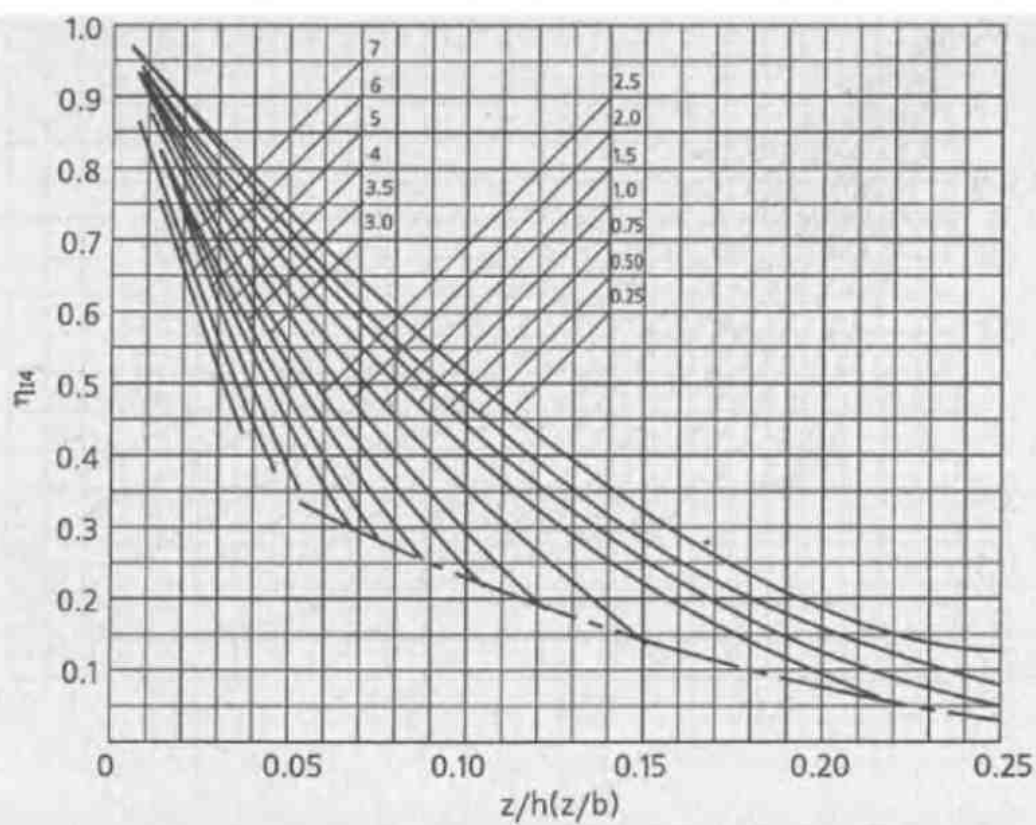


Рис. 4.28. Зависимость коэффициентов изменения геометрических характеристик сечения η_{I4} и η_{S4} - момента инерции и статического момента от отношения расчетной глубины обугливания к высоте (z/h) и ширине (z/b) сечения при обогреве с четырех сторон. Цифры у кривых соответствуют отношению высоты сечения к его ширине ($1 \leq h/b \leq 7$) и отношению ширины сечения к его высоте ($b/h \leq 1$)

Предельная глубина обугливания для составных сечений деревянных элементов, выполненных из отдельных брусьев, при ширине зазора, превышающего 7 мм, определяется с учетом уменьшения размеров в результате обугливания каждого из элементов составного сечения. При несимметричном обогреве центрально и внецентренно нагруженных деревянных элементов необходимо учитывать смещение центра тяжести сечения, в результате обугливания, относительно точки приложения внешнего продольного усилия. Порядок определения предела огнестойкости для центрально-растянутых, центрально-сжатых (из условия прочности) деревянных элементов при обогреве сечения с четырех сторон и поперечно-изгибаемых (из условия прочности) по нормальным напряжениям при обогреве элементов с трех или четырех сторон выполняется в следующей последовательности: в зависимости от характера работы деревянного элемента определяется значение коэффициента снижения геометрической характеристики η ; в зависимости от схемы обогрева на рис. 4.22 и данных в табл. 4.4 находят отношение h/b или b/h ; используя графики на рис. 4.23-4.28, с учетом геометрической характеристики, входящей в формулу для определения коэффициента η , вычисляют значение отношения $Z_{cr}/h(Z_{cr}/b)$ и, умножив это отношение на h или b , находят значение Z_{cr} ; по формуле 4.4 вычисляют искомый предел огнестойкости деревянного элемента. В том случае, если точка пересечения параметров η и $h/b(b/h)$ на графиках (рис. 4.23-4.28) находится на штрихпунктирной линии или расположена ниже этой линии значение предельной глубины обугливания Z_{cr} принимается равным 0,25 наименьшего размера сечения деревянного элемента до пожара.

Покажем на примере порядок определения значений коэффициента η для центрально-растянутых и центрально-сжатых (из условия прочности) деревянных элементов, обогреваемых с четырех сторон. Используя равенство (4.2), имеем:

для центрально-растянутого элемента

$$\sigma_{ft} = R_{ft}; \quad (4.5)$$

для центрально-сжатого элемента (из условия прочности)

$$\sigma_{fc} = R_{fc}. \quad (4.6)$$

Представим значения нормальных напряжений в виде равенств:

$$\sigma_{ft} = \frac{N_n}{A_n \eta_{A4}}; \quad \sigma_{fc} = \frac{N_n}{A_n \eta_{A4}}$$

и подставим в формулы (4.5, 4.6).

Тогда:

$$\frac{N_n}{A_n \eta_{A4}} = R_{ft};$$

$$\frac{N_n}{A_n \eta_{A4}} = R_{fc},$$

где A_n - площадь сечения элемента до пожара нетто; N_n - усилие растяжения или сжатия от нормативной нагрузки; R_{ft} и R_{fc} - расчетные сопротивления для определения предела огнестойкости растянутых и сжатых деревянных элементов, значения которых даны в табл. 4.2.

Отсюда значение коэффициента η_{A4} , учитывающего уменьшение площади сечения при пожаре для центрально-растянутого и центрально-сжатого (из условия прочности) деревянных элементов, соответственно равны:

$$\eta_{A4} = \frac{N_n}{A_n R_{ft}} = \frac{\sigma_n}{R_{ft}}; \quad (4.7)$$

$$\eta_{A4} = \frac{N_n}{A_n R_{fc}} = \frac{\sigma_n}{R_{fc}}. \quad (4.8)$$

Аналогично, значения коэффициентов η_{W3} и η_{W4} , учитывающих уменьшение момента сопротивления деревянного элемента (из условия прочности изгибаемого элемента по нормальным напряжениям), обогреваемого с трех или четырех сторон, равны:

$$\eta_{W3} = \frac{M_n}{W_n R_{fw}} = \frac{\sigma_n}{R_{fw}}; \quad (4.9)$$

$$\eta_{W4} = \frac{M_n}{W_n R_{fw}} = \frac{\sigma_n}{R_{fw}}. \quad (4.10)$$

где W_n - момент сопротивления сечения элемента до пожара нетто; M_n - изгибающий момент в сечении от нормативной нагрузки; R_{fw} - расчетное сопротивление для определения предела огнестойкости изгибаемых деревянных элементов, значение которого дано в табл. 4.2.

При отсутствии ослаблений в расчетном сечении значения A_n и W_n в формулах (4.7- 4.10) приравниваются площади A и моменту сопротивления W сечения брутто.

Таким образом, для рассмотренных случаев значение коэффициента изменения геометрической характеристики деревянного элемента в условиях пожара можно выразить общей формулой через напряжение в сечении σ_n от действия нормативной нагрузки, определяемое в зависимости от характера работы элемента, и расчетное сопротивление для определения предела огнестойкости R_f

$$\eta = \frac{\sigma_n}{R_f}. \quad (4.11)$$

При обугливании растянутого или сжатого элементов, обогреваемых с трех сторон, между линией действия усилия растяжения или сжатия N_n и осью, проходящей через центр тяжести необугленного сечения элемента, возникает эксцентриситет, значение которого равно $e_f = Z/2$, где Z - расчетная глубина обугливания. В этом случае элементы работают на растяжение с изгибом или сжатие с изгибом, а их предел огнестойкости определяется как для элементов, работающих в условиях сложного сопротивления.

При определении предельной глубины обугливания Z_{cr} для оценки предела огнестойкости центрально-сжатого элемента (из условия устойчивости), обогреваемого с четырех сторон, изгибаемого элемента из условия прочности по касательным напряжениям и устойчивости плоской формы деформирования (рис. 4.29), а также элементов, работающих в условиях сложного сопротивления, обогреваемых с трех или четырех сторон, необходимо построить график зависимости значений напряжений $\sigma_f(\tau_f)$ от расчетных значений глубины обугливания Z . Оценка предела огнестойкости деревянных элементов в этом случае выполняется в следующей последовательности: произвольно задаются расчетными значе-

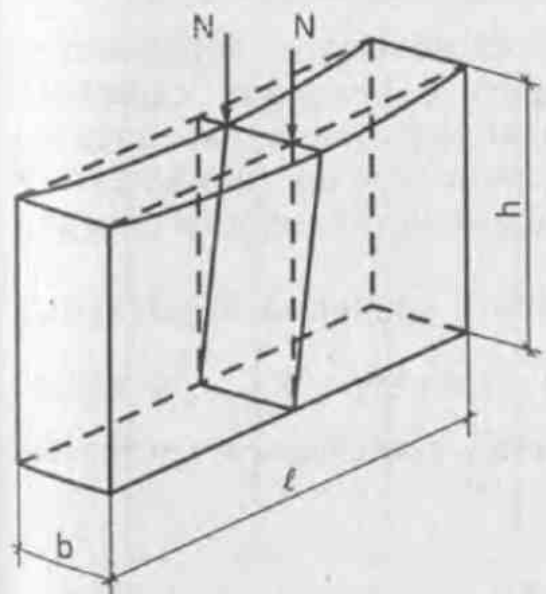


Рис. 4.29. Потеря устойчивости плоской формы деформирования изгибаемого деревянного элемента

ниями глубины обугливания $Z_{1...i} = Z_{f1...i} + \delta \leq 0,25b$ при $b \leq h$; в зависимости от схемы обогрева (табл. 4.4 и рис. 4.22) определяют отношения $h/b(b/h)$ и $Z_{1...i}/h(Z_{1...i}/b)$, а с помощью графиков на рис. 4.23 - 4.28 находят значения коэффициентов $\eta_{1...i}$, учитывающих изменение геометрических характеристик (A, W, I, S) ; затем вычисляют значения коэффициентов $(\varphi_{f1...i}, \varphi_{m1...i}, K_{fжм1...i}, \xi_{f1...i})$, зависящих от изменения расчетной глубины обугливания $Z_{1...i}$ и входящих в расчетные формулы; в пределах заданных значений глубины обугливания определяют величины напряжений $\sigma_{f1...i}(\tau_{f1...i})$ или параметра $Y_{f1...i}$, используемого при расчете устойчивости деформирования плоской формы сжато-изгибаемого элемента; строят график зависимости $\sigma_{f1...i}(\tau_{f1...i}) - Z_{1...i}$ или $Y_{f1...i} - Z_{1...i}$; для предельного состояния, при котором $\sigma_f(\tau_f) = R_f$, а также для равенства $Y_f = 1$ с помощью построенного графика находят значение предельной глубины обугливания Z_{cr} ; далее по формуле (4.4) определяют предел огнестойкости деревянного элемента.

В том случае, если значения напряжений $\sigma_f(\tau_f)$, найденные при расчетной глубине обугливания $Z = 0,25b (b \leq h)$, меньше значения расчетного сопротивления R_f , за предельную глубину обугливания принимается величина - $Z_{cr} = 0,25b$.

Предел огнестойкости поперечно-изгибаемого деревянного элемента, а также элемента, работающего в условиях сложного сопротивления, назначается по минимальному значению предела огнестойкости, вычисленного из условия прочности по нормальным и касательным напряжениям, а также из условия устойчивости плоской формы деформирования.

Ниже приведены формулы для расчета значений нормальных $\sigma_{f1...i}$, касательных $\tau_{f1...i}$ напряжений и параметра $Y_{f1...i}$, а также коэффициентов и геометрических характеристик, зависящих от расчетных значений глубины обугливания $Z_{1...i}$.

Центрально-сжатый элемент (из условия устойчивости)

$$\sigma_{f1...i} = \frac{N_n}{\varphi_{f1...i} A \eta_{A1...i}}, \quad (4.12)$$

где A - площадь сечения брутто; $\varphi_{f1...i}$ - значения коэффициента продольной устойчивости.

В формуле (4.12) значения коэффициента $\varphi_{f1...i}$ вычисляются в зависимости от значений гибкости $\lambda_{f1...i}$ [39]:

при $\lambda_{f1...i} \leq 90$ - упруго-пластическая стадия работы

$$\varphi_{f1...i} = 1 - 0,625 \left(\frac{\lambda_{f1...i}}{100} \right)^2; \quad (4.13)$$

при $\lambda_{f1...i} > 90$ - упругая стадия работы

$$\varphi_{f1...i} = 1 - \frac{4000}{\lambda_{f1...i}^2}, \quad (4.14)$$

где $\lambda_{f1...i} = \ell_o / i_{f1...i}$, а ℓ_o - расчетная длина элемента; $i_{f1...i}$ - значения радиуса инерции.

Согласно [38] расчетная длина элемента $\ell_o = \mu \ell$, где μ - коэффициент, зависящий от закрепления элемента на опорах (рис. 4.30); ℓ - геометрическая длина элемента.

Значения радиуса инерции сечения вычисляются по формуле

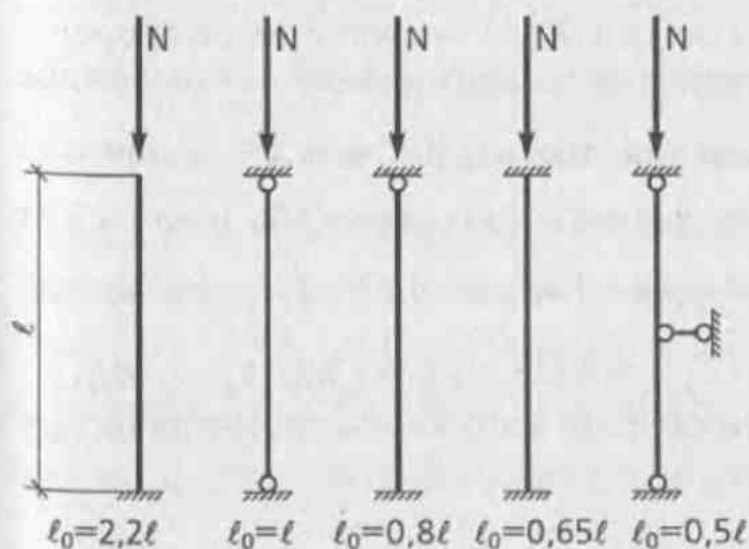


Рис. 4.30. Расчетная длина сжатого элемента в зависимости от закрепления его на опорах

$$i_{f1...i} = \sqrt{\frac{I\eta_{I1...i}}{A\eta_{A1...i}}}, \quad (4.15)$$

где I и A - момент инерции и площадь сечения до пожара брутто.

Для прямоугольного сечения высотой h и шириной b значения радиуса инерции равны:

относительно оси X

$$i_{f1...i} = 0,289h \sqrt{\frac{\eta_{I1...i}}{\eta_{A1...i}}}; \quad (4.16)$$

относительно оси Y

$$i_{f1...i} = 0,289b \sqrt{\frac{\eta_{I1...i}}{\eta_{A1...i}}}, \quad (4.17)$$

где значения коэффициентов $\eta_{I1...i}$ и $\eta_{A1...i}$, учитывающих изменение геометрических характеристик (I, A), определяются по табл. 4.4, рис. 4.22 и графикам на рис. 4.27, 4.28.

Поперечно-изгибаемый элемент:

из условия прочности по касательным напряжениям

$$\tau_{f1...i} = \frac{Q_n S \eta_{s1...i}}{I \eta_{I1...i} (b - k Z_{1...i})}, \quad (4.18)$$

где Q_n - поперечная сила в расчетном сечении от нормативной нагрузки; S - статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси до пожара ($S = bh^2/8$ - для прямоугольного сечения относительно оси X); I - момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси до пожара ($I = bh^3/12$ - для прямоугольного сечения относительно оси X); b - ширина сечения элемента; k - коэффициент, равный 2 (для схемы обогрева 1 и 3 на рис. 4.22) и равный 1 (для схемы обогрева 2 на рис. 4.22); $Z_{1...i}$ - расчетные значения глубины обугливания ($Z_{1...i} \leq 0,25b$ при $b \leq h$); $\eta_{s1...i}$, $\eta_{I1...i}$ - значения коэффициентов, учитывающих изменение геометрических

характеристик сечения (S, I) , определяемых по табл. 4.4, рис. 4.22 и графикам на рис. 4.24, 4.25, 4.26, 4.28;

из условия устойчивости плоской формы деформирования

$$\sigma_{f1...i} = \frac{M_n}{\varphi_{fm1...i} W \eta_{wl...i}}, \quad (4.19)$$

где M_n - максимальное значение изгибающего момента на рассматриваемом участке ℓ_{fp} ; W - момент сопротивления расчетного сечения до пожара брутто относительно нейтральной оси ($W = bh^2/6$ - для прямоугольного сечения шириной b и высотой h относительно нейтральной оси X); $\varphi_{fm1...i}$ - значения коэффициента, учитывающего устойчивость плоской формы деформирования; $\eta_{wl...i}$ - значение коэффициента, учитывающего изменение геометрической характеристики (W), определяется по графикам на рис. 4.23, 4.24, 4.27.

Значения коэффициента $\varphi_{fm1...i}$ в формуле (4.19) для элемента прямоугольного сечения шириной b и высотой h , не имеющего закреплений из плоскости по растянутой от изгибающего момента кромке, равны

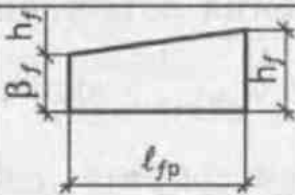
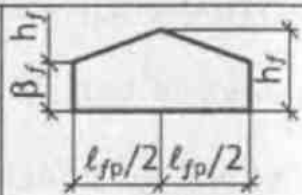
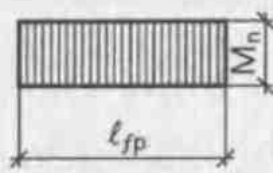
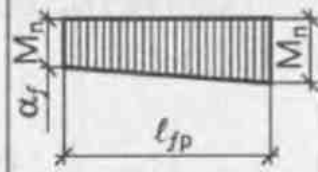
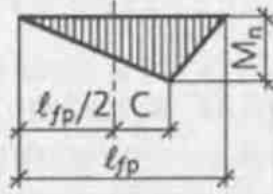
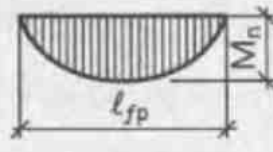
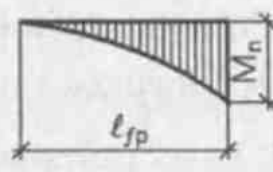
$$\varphi_{fm1...i} = 250 \cdot \frac{(b - kZ_{1...i})^2 K_{f\phi} K_{fжсм1...i}}{(h - nZ_{1...i}) \ell_{fp}}, \quad (4.20)$$

где $K_{f\phi}$ - коэффициент, зависящий от формы изгибающих моментов на участке ℓ_{fp} и определяемый по формулам, приведенным в табл. 4.5; $K_{fжсм1...i}$ - значения коэффициента, учитывающего переменную высоту сечения изгибаемого элемента, определяются по табл. 4.5 ($K_{fжсм1...i} = 1$ - для элементов с постоянной высотой сечения); ℓ_{fp} - длина участка между точками изгибаемого элемента, подкрепленными связями из плоскости; $n = 1$ - для схемы обогрева 1 и $n = 2$ - для схем обогрева 2 и 3. В том случае, если значение произведения $\varphi_{fm1...i} \eta_{wl...i} \geq 1$ - устойчивость плоской формы деформирования по формуле (4.19) можно не проверять.

При определении в табл. 4.5 значений параметра $\beta_{f1...i}$ необходимо учитывать изменение высоты сечений изгибаемого элемента $h_{f1...i} = h - nZ_{f1...i}$ в результате обугливания сторон прямоугольного сечения при различных схемах его обогрева.

Таблица 4.5.

Значения коэффициентов $K_{f\phi}$ и $K_{f\phi m1...i}$, используемых при расчете на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения

Форма эпюры моментов	$K_{f\phi}$	$K_{f\phi m1...i}$	
	при закреплении только по концам участка ℓ_{fp}		
1	2	3	4
	1	$\beta_f^{0,5}$	$\beta_f^{0,5}$
	$1,75 - 0,75\alpha_f$ $0 < \alpha_f \leq 1$	$\beta_f^{\frac{1}{3-\alpha_f}}$	$\beta_f^{0,5}$
	$1,35 + 1,45\left(\frac{c}{\ell_{fp}}\right)^2$	$\beta_f^{\frac{1}{2+2\frac{c}{\ell_{fp}}}}$	$\beta_f^{\frac{1}{3-2\frac{c}{\ell_{fp}}}}$
	1,13	$\beta_f^{0,5}$	$\beta_f^{2/5}$
	2,54	$\beta_f^{0,25}$	$\beta_f^{0,5}$

К элементам, работающим в условиях сложного сопротивления, относятся элементы, работающие на: косой изгиб, растяжение с изгибом, сжатие с изгибом.

Косой изгиб

Значения нормальных напряжений в элементе, воспринимающем усилие, направление действия которого не совпадает с направлением одной из главных осей его поперечного сечения, определяются по формуле

$$\sigma_{f, w1 \dots i} = \frac{M_{n,x}}{W_x \eta_{w1 \dots i}} + \frac{M_{n,y}}{W_y \eta_{w1 \dots i}}, \quad (4.21)$$

где $M_{n,x}$ и $M_{n,y}$ - составляющие изгибающего момента M_n для осей X и Y (рис. 4.31) от действующей нагрузки $q_n \cos \alpha$ ($M_{n,x} = M_n \cos \alpha$) $q_n \sin \alpha$ ($M_{n,y} = M_n \sin \alpha$); W_x и W_y - моменты сопротивления сечения до пожара нетто относительно осей X и Y ; $\eta_{w1 \dots i}$ - значения коэффициентов, учитывающих изменение моментов сопротивления W_x и W_y при пожаре и определяемых в зависимости от схемы обогрева по табл. 4.4, рис. 4.22 и графикам на рис. 4.23, 4.24, 4.27. При наличии ослаблений $W_x = W_{n,x}$, $W_y = W_{n,y}$.

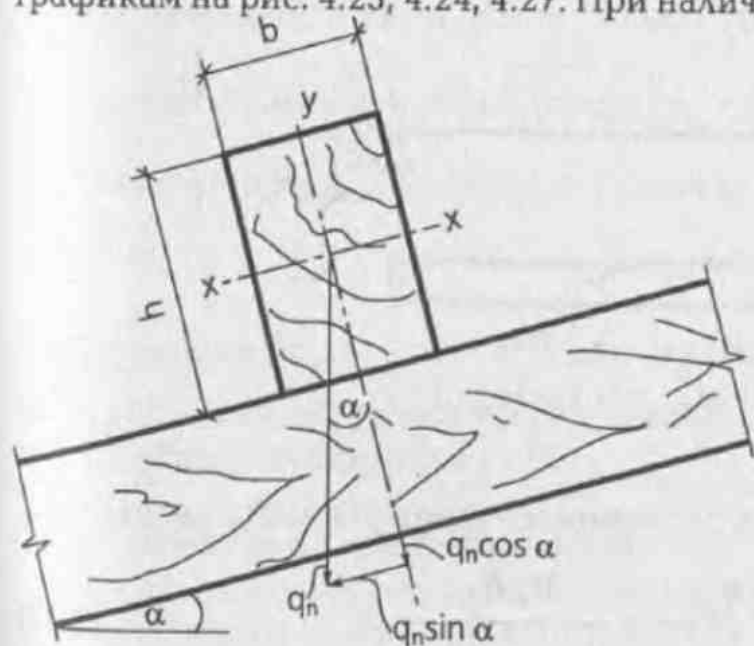


Рис. 4.31. Деревянный элемент, работающий на косой изгиб

В формуле (4.21) значения моментов сопротивления для прямоугольного сечения равны:

$$W_x = \frac{bh^2}{6}; \quad W_y = \frac{hb^2}{6},$$

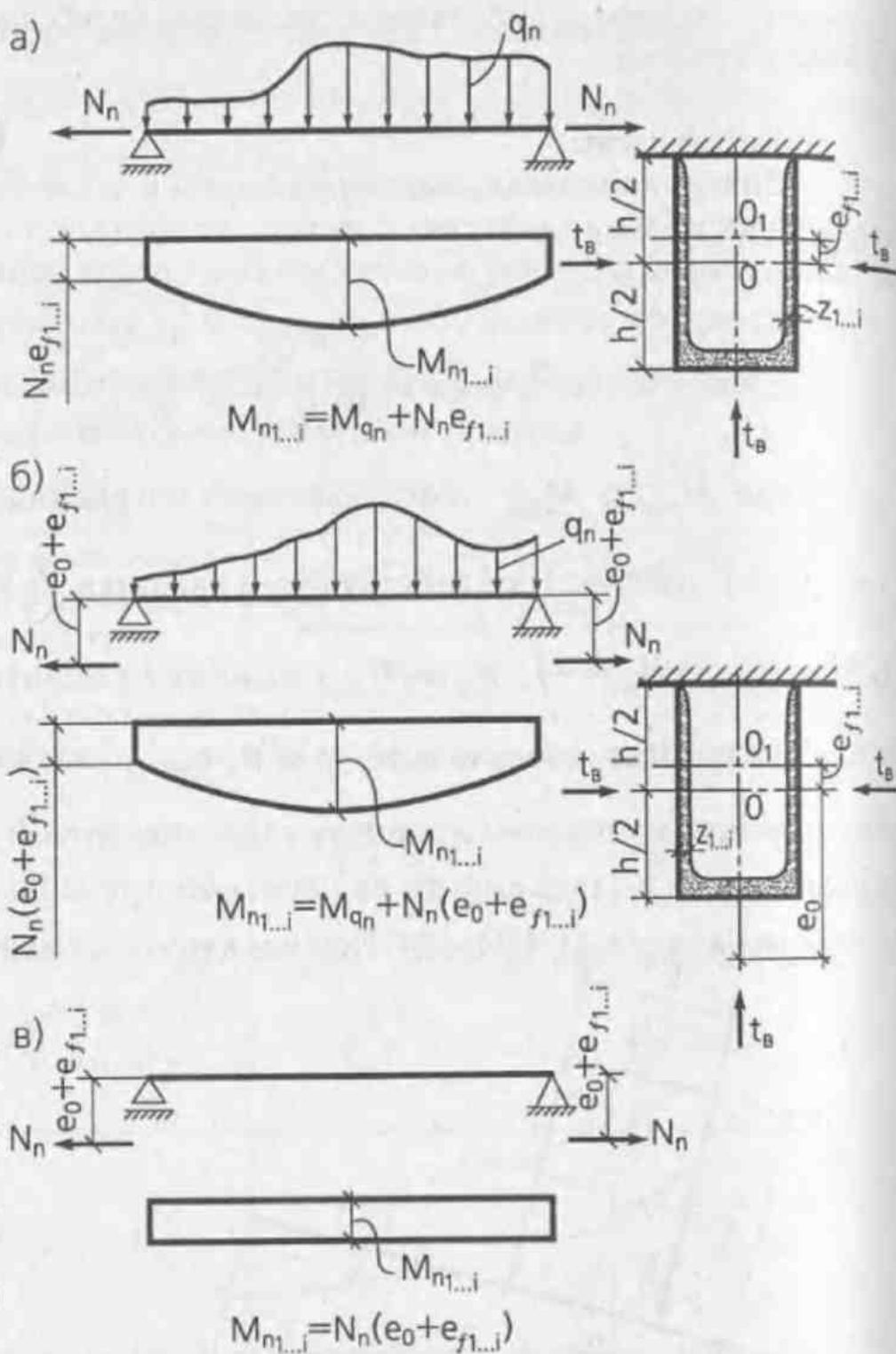


Рис. 4.32. Деревянный элемент, работающий на растяжение с изгибом и обогреваемый с трех сторон:
а - при центральном нагружении усилием N_n ;
б, в - при внецентренном нагружении усилием N_n

Нормальные напряжения в расчетном сечении элемента равны

$$\sigma_{f,w1...i} = \frac{N_n}{A_n \eta_{A1...i}} + \frac{M_n R_{fl}}{W_n \eta_{w1...i} R_{fw}}, \quad (4.22)$$

где N_n и M_n - усилие растяжения и изгибающий момент в расчетном сечении от действия нормативной нагрузки; A_n и W_n - площадь и момент сопротивления расчетного сечения до пожара нетто (при

отсутствии ослаблений в расчетном сечении $A_n = A$ и $W_n = W$); $\eta_{A1...i}$ и $\eta_{w1...i}$ - значения коэффициентов, учитывающих изменение геометрических характеристик A_n и W_n при пожаре, определяются по табл. 4.4, рис. 4.22 и графикам на рис. 4.23, 4.24, 4.27; R_{ft} и R_{fw} - расчетные сопротивления для определения предела огнестойкости даны в табл. 4.2.

При обугливании элемента, обогреваемого с трех сторон и подверженного воздействию продольной и поперечной нагрузки или только внецентренно-приложенной продольной нагрузки, значения изгибающего момента в формуле (4.22) равны - $M_n = M_{n1...i}$. Для различных схем нагружения элемента продольным усилием растяжения N_n и поперечной нагрузкой $q_n(P_n)$, вызывающей изгибающий момент $M_{qn}(M_{pn})$, значения $M_{n1...i}$ определяются по формулам, показанным на рис. 4.32. Изгибающий момент $M_{n1...i}$ зависит от изменения эксцентриситета $e_{f1...i} = Z_{1...i}/2$, где $Z_{1...i}$ - расчетная глубина обугливания древесины. При обогреве с четырех сторон значения эксцентриситета $e_{f1...i}$ принимаются равным нулю. Для элемента, работающего на центральное растяжение до пожара ($e_o = 0$), при обугливании с трех сторон в условиях пожара значения момента M_n в формуле (4.22) равны - $M_n = M_{n1...i} = N_n e_{f1...i}$. Из условия прочности по касательным напряжениям (τ_f) расчет предела огнестойкости при обогреве с трех или четырех сторон выполняется аналогично изгибаемому элементу с использованием формулы (4.18).

Сжатие с изгибом (рис. 4.33).

Из условия прочности по нормальным напряжениям расчет предела огнестойкости элемента выполняется с использованием следующей формулы

$$\sigma_{fc1...i} = \frac{N_n}{A_n \eta_{A1...i}} + \frac{M_n R_{fc}}{W_n \eta_{w1...i} R_{fw} \xi_{f1...i}}, \quad (4.23)$$

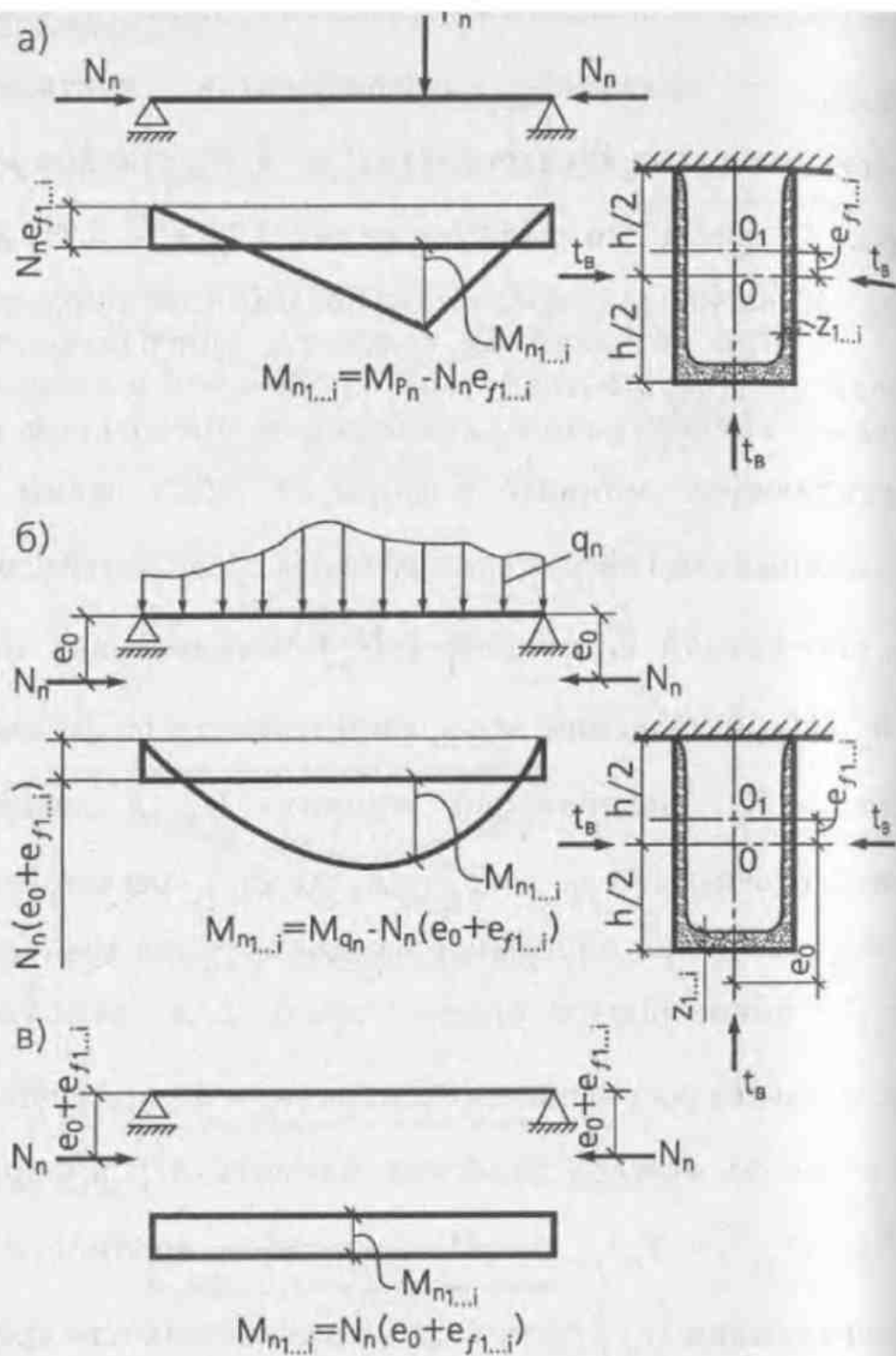


Рис. 4.33. Деревянный элемент, работающий на сжатие с изгибом и обогреваемый с трех сторон: а - при центральном нагружении усилием N_n ; б, в - при внецентренном нагружении усилием N_n

где N_n и M_n - усилие сжатия и изгибающий момент в расчетном сечении от действия нормативной нагрузки; A_n и W_n - площадь и момент сопротивления расчетного сечения до пожара нетто (при отсутствии ослаблений $A_n = A$ и $W_n = W$); $\xi_{f1...i}$ - значения коэффициента, учитывающего дополнительный момент в расчетном сечении от действия усилия сжатия N_n ; $\eta_{A1...i}$; $\eta_{W1...i}$ - значения коэффициентов, учитывающих изменение геометрических характеристик (A_n, W_n) при пожаре,

определяются по табл. 4.4, рис. 4.22 и графикам на рис. 4.23, 4.24, 4.27); R_{fc} и R_{fw} - расчетные сопротивления для определения предела огнестойкости деревянного элемента даны в табл. 4.2.

В формуле (4.23) значения коэффициента $\xi_{f1...i}$ равны

$$\xi_{f1...i} = 1 - \frac{N_n \lambda_{f1...i}^2}{4000 R_{fc} A \eta_{A1...i}}, \quad (4.24)$$

где значения гибкости $\lambda_{f1...i}$ определяются для оси X (в плоскости рассматриваемого элемента) с учетом радиуса инерции $i_{f1...i}$, значения которого для прямоугольного сечения вычисляются по формуле (4.16), а коэффициенты $\eta_{I1...i}$ и $\eta_{A1...i}$ определяются в зависимости от схемы обогрева на рис. 4.22 и по табл. 4.4; A - площадь сечения брутто.

Если сжато-изгибаемый элемент обогревается с трех сторон, значения изгибающего момента в формуле (4.23) будут равны $M_n = M_{n1...i}$. На рис. 4.33 показаны различные схемы нагружения элемента продольным усилием сжатия N_n и поперечной нагрузкой $q_n(P_n)$, вызывающей изгибающий момент $M_{qn}(M_{Pn})$. Значения эксцентриситета $e_{f1...i}$ в формулах для определения $M_{n1...i}$ (рис. 4.33) составляет - $e_{f1...i} = Z_{1...i}/2$, где $Z_{1...i}$ - значения расчетной глубины обугливания древесины. Знак минус в этих формулах используется в связи с тем, что усилие N_n с эксцентриситетом ее приложения e_o или $e_{f1...i}$ уменьшает величину изгибающих моментов $M_{qn}(M_{Pn})$ и $N_n e_o$.

Для расчетных схем, показанных на рис. 4.33, значения $M_n/\xi_{f1...i} = M_{n1...i}/\xi_{f1...i}$ в формуле (4.23) будут равны:

$$\frac{M_{n1...i}}{\xi_{f1...i}} = \frac{M_{Pn}}{\xi_{f1...i} K_{fH1...i}} - \frac{N_n e_{f1...i}}{\xi_{f1...i} K_{fH1...i}}; \quad (4.25)$$

$$\frac{M_{n1...i}}{\xi_{f1...i}} = \frac{M_{qn}}{\xi_{f1...i}} - \frac{N_n(e_o + e_{f1...i})}{\xi_{f1...i} K_{fH1...i}}; \quad (4.26)$$

$$\frac{M_{n1...i}}{\xi_{f1...i}} = \frac{N_n(e_o + e_{f1...i})}{\xi_{f1...i} K_{fH1...i}}. \quad (4.27)$$

В формулах (4.25-4.27) значения коэффициента $\xi_{f1...i}$ определяются по формуле (4.24), а поправочного коэффициента $K_{fH1...i}$ вычисляются в соответствии со следующей формулой

$$K_{fH1...i} = \alpha_{fH} + \xi_{f1...i}(1 - \alpha_{fH}), \quad (4.28)$$

где $\alpha_{fH} = 1,22$ - для эпюры изгибающих моментов M_{P_n} треугольного очертания от действия сосредоточенной нагрузки P_n ; $\alpha_{fH} = 0,81$ - для эпюры изгибающих моментов $N_n e_{f1...i}$ и $N_n e_o$ прямоугольного очертания; значения коэффициента $\xi_{f1...i}$ определяются по формуле (4.24).

Значения коэффициента $K_{fH1...i}$, на которые умножаются коэффициенты $\xi_{f1...i}$, используются только для шарнирно-опертых элементов, имеющих треугольное очертание эпюры изгибающих моментов от действия поперечной сосредоточенной силы P_n , а также при эпюрах изгибающих моментов прямоугольного очертания.

При обогреве элемента с четырех сторон значения эксцентриситета $e_{f1...i}$ для определения изгибающих моментов $M_{n1...i}/\xi_{f1...i}$ по формулам (4.25-4.27) и изгибающих моментов $M_{n1...i}$ по формулам на рис. 4.33 принимаются равными нулю.

Для элемента, работающего на центральное сжатие до пожара ($e_o = 0$), при его обогреве с трех сторон во время пожара значения M_n в формуле (4.23) равны $M_n = M_{n1...i} = NZ_{1...i}/2$.

Расчет предела огнестойкости сжато-изгибаемого деревянного элемента из условия прочности по касательным напряжениям (τ_f) от

действия поперечной нагрузки выполняются с использованием формулы (4.18). При этом значения касательных напряжений $\tau_{f1...i}$ делятся на значения коэффициента $\xi_{f1...i}$, вычисленные по формуле (4.24)

При расчете предела огнестойкости элемента из условия устойчивости плоской формы деформирования используется следующая формула [37]

$$Y_{f1...i} = \frac{N_n}{\varphi_{f1...i} A \eta_{A1...i} R_{fc}} + \left[\frac{M_n}{\xi_{f1...i} \varphi_{fm1...i} W \eta_{w1...i} R_{fv}} \right]^m, \quad (4.29)$$

где значения коэффициентов: $\varphi_{f1...i}$ (относительно оси Y , т.е. из плоскости рассматриваемого элемента), $\varphi_{fm1...i}$ и $\xi_{f1...i}$ определяются соответственно по формулам (4.14, 4.20 и 4.24); A, W - площадь и момент сопротивления расчетного сечения до пожара брутто; $m = 2$ - для элементов без закрепления связями растянутой зоны из плоскости.

Порядок определения предела огнестойкости деревянных элементов в зависимости от характера их работы показаны на рис. 4.34-4.43.

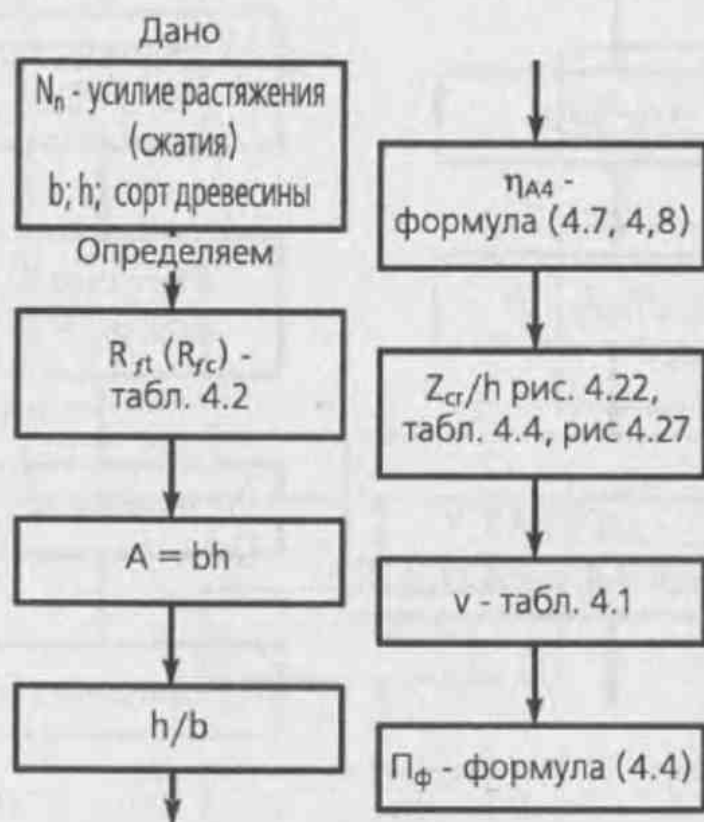


Рис. 4.34. Блок-схема для определения предела огнестойкости центрально-растянутого и центрально-сжатого (из условия прочности) деревянных элементов при их обогреве с четырех сторон.

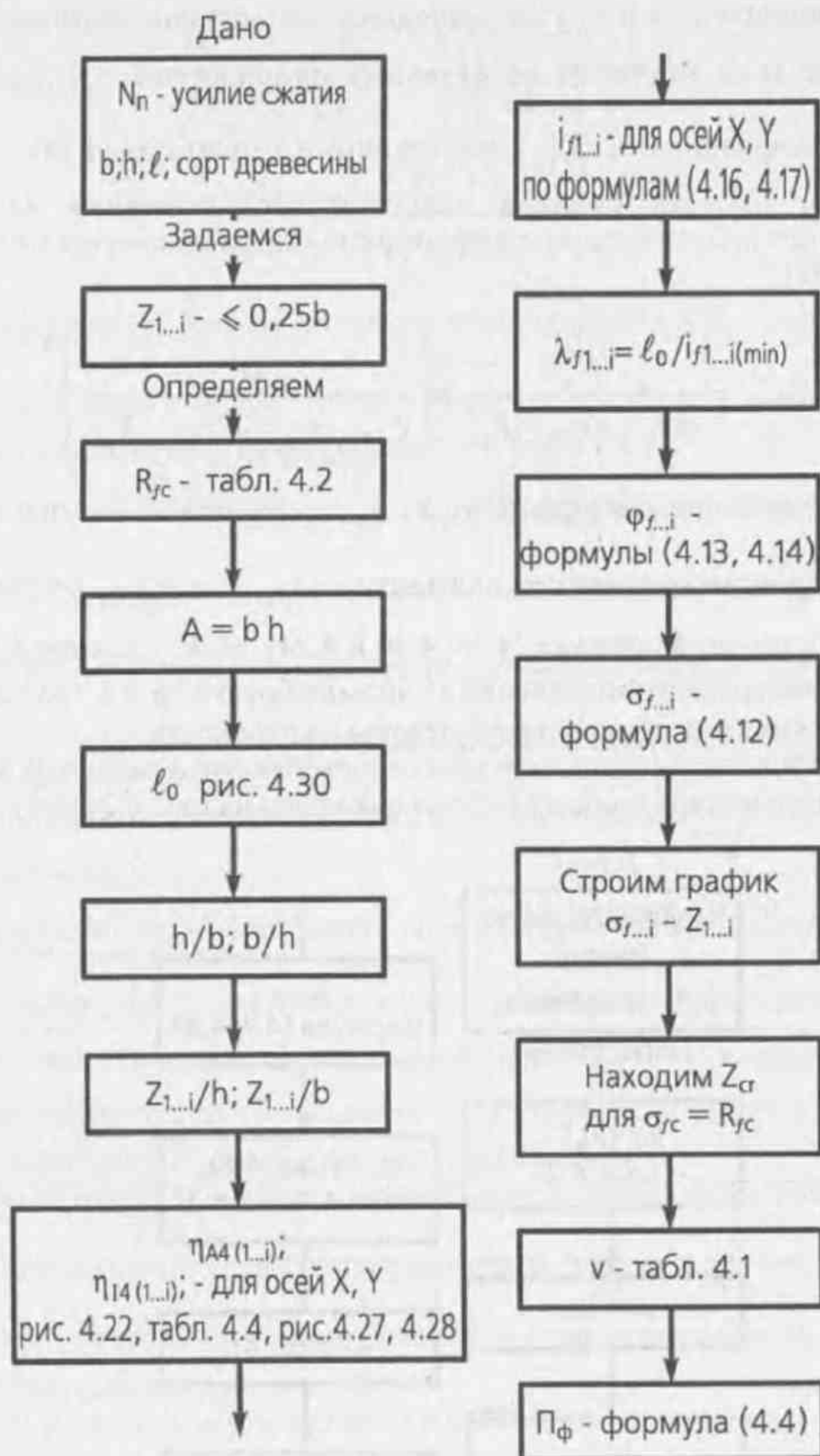


Рис. 4.35. Блок-схема для определения предела огнестойкости центрально-сжатого (из условия устойчивости) деревянного элемента при его обогреве с четырех сторон

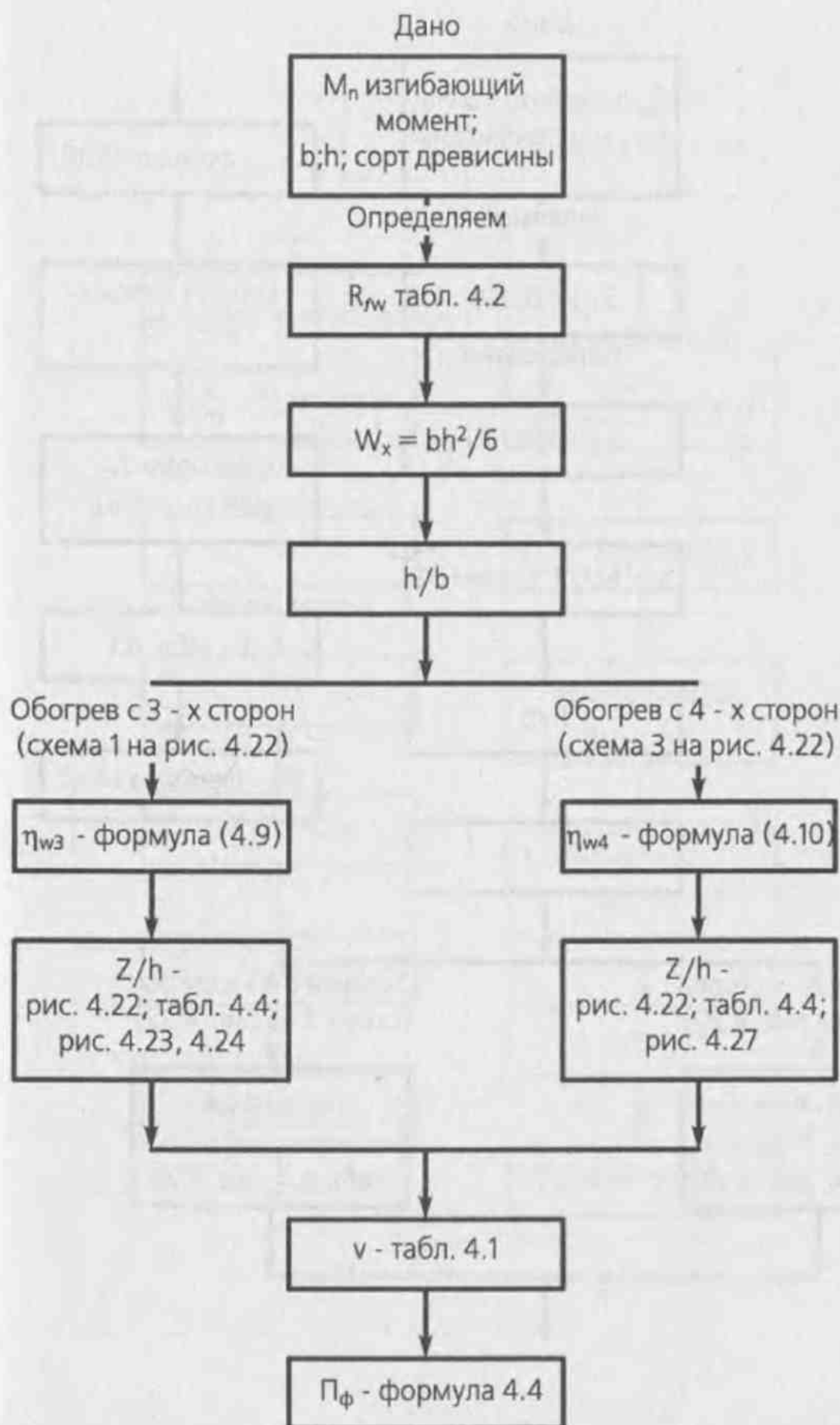


Рис. 4.36. Блок-схема для определения предела огнестойкости изгибаемого (из условия прочности по нормальным напряжениям) деревянного элемента при его обогреве с трех или четырех сторон

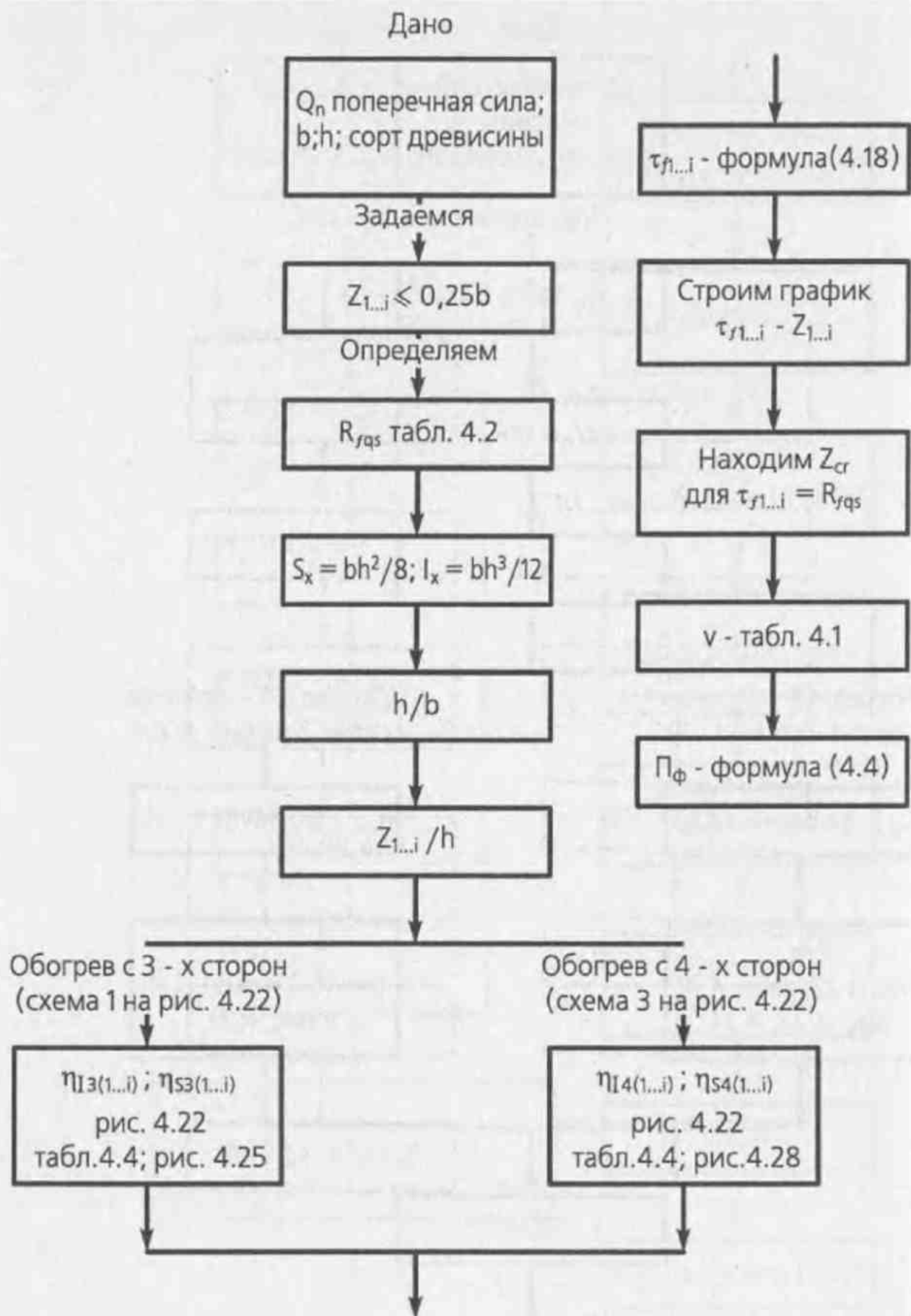


Рис. 4.37. Блок-схема для определения предела огнестойкости изгибаемого (из условия прочности по касательным напряжениям) деревянного элемента при его обогреве с трех или четырех сторон

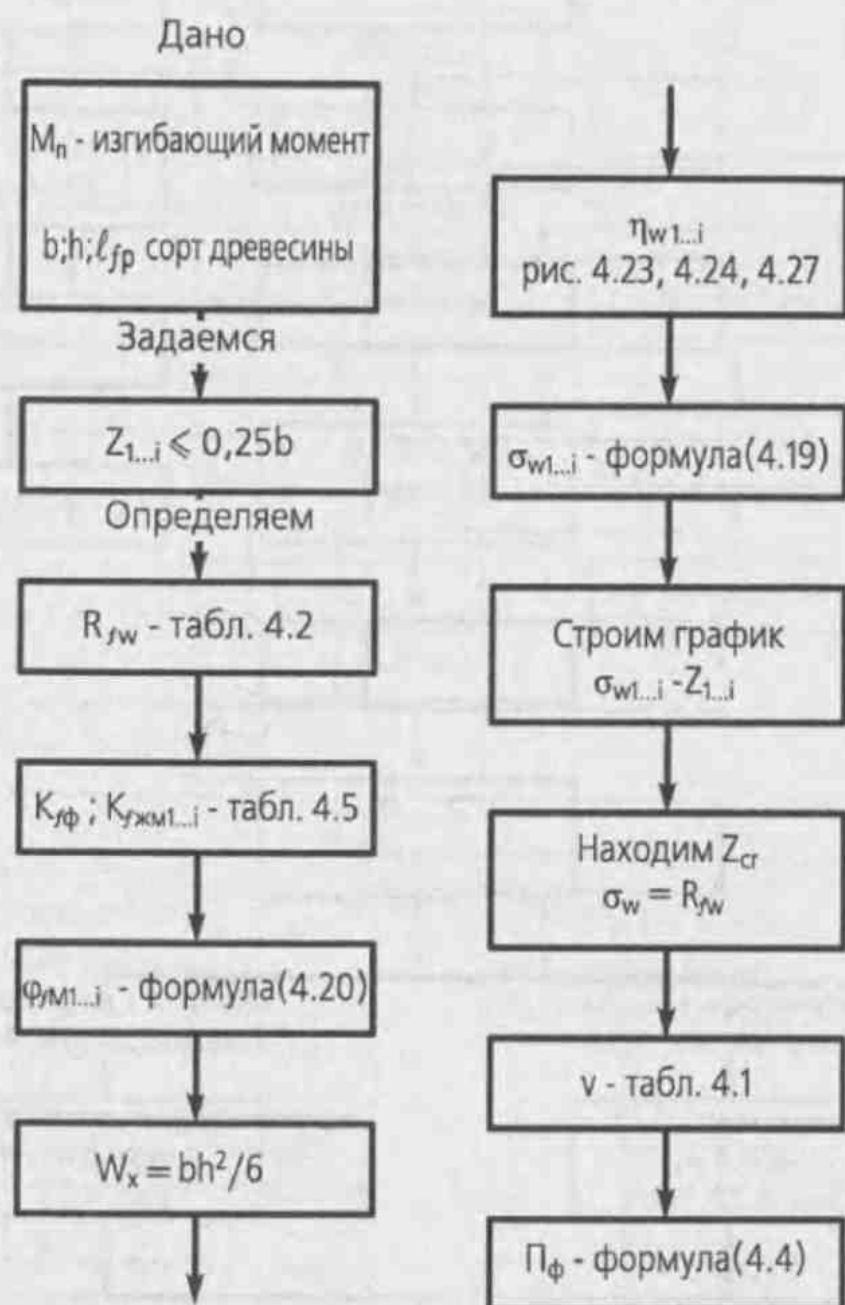


Рис. 4.38. Блок-схема для определения предела огнестойкости изгибаемого (из условия устойчивости плоской формы деформирования) деревянного элемента при его обогреве с трех или четырех сторон

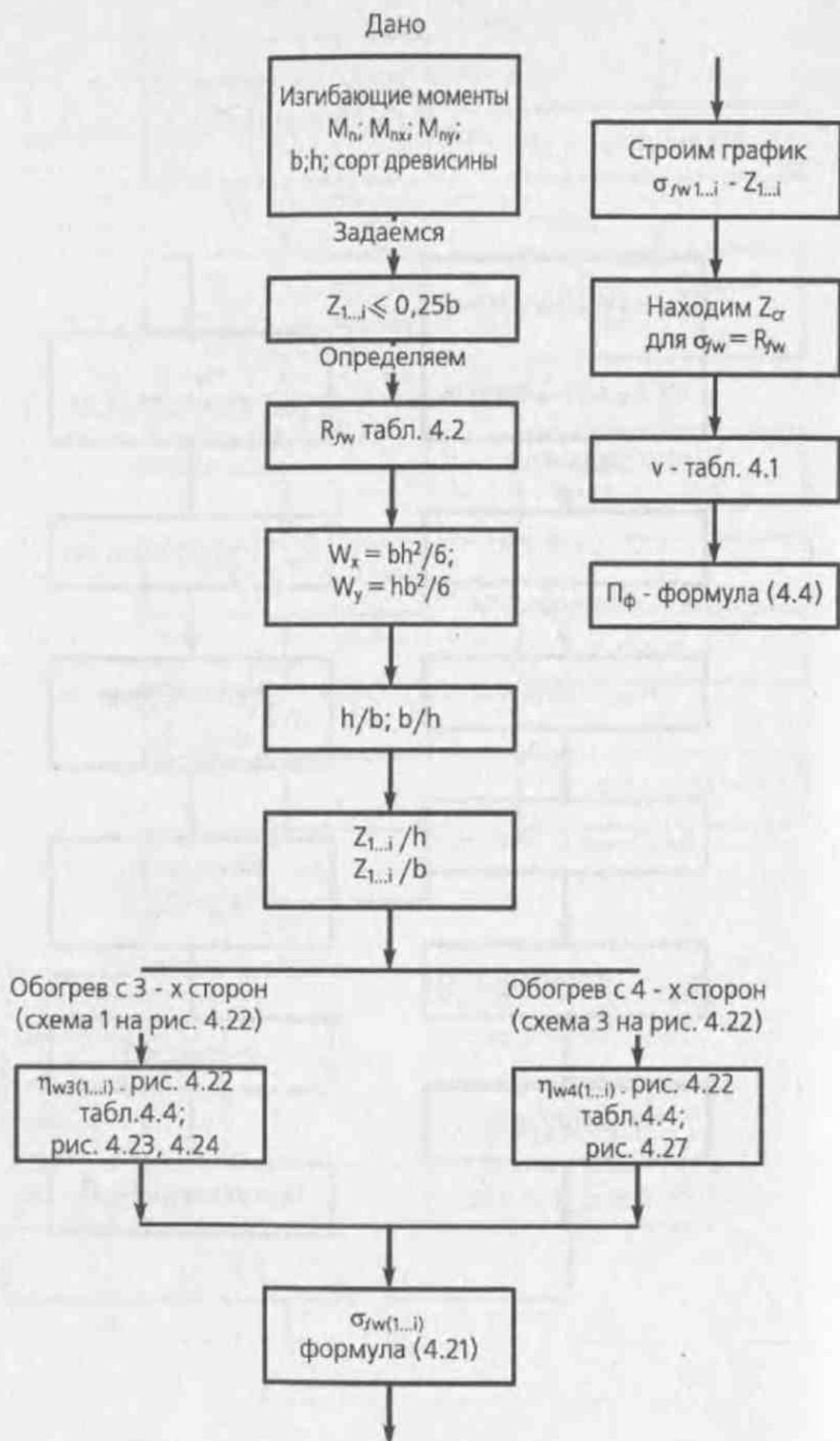


Рис. 4.39. Блок-схема для определения предела огнестойкости деревянного элемента, работающего на кривой изгиб (из условия прочности по нормальным напряжениям), при его обогреве с трех или четырех сторон

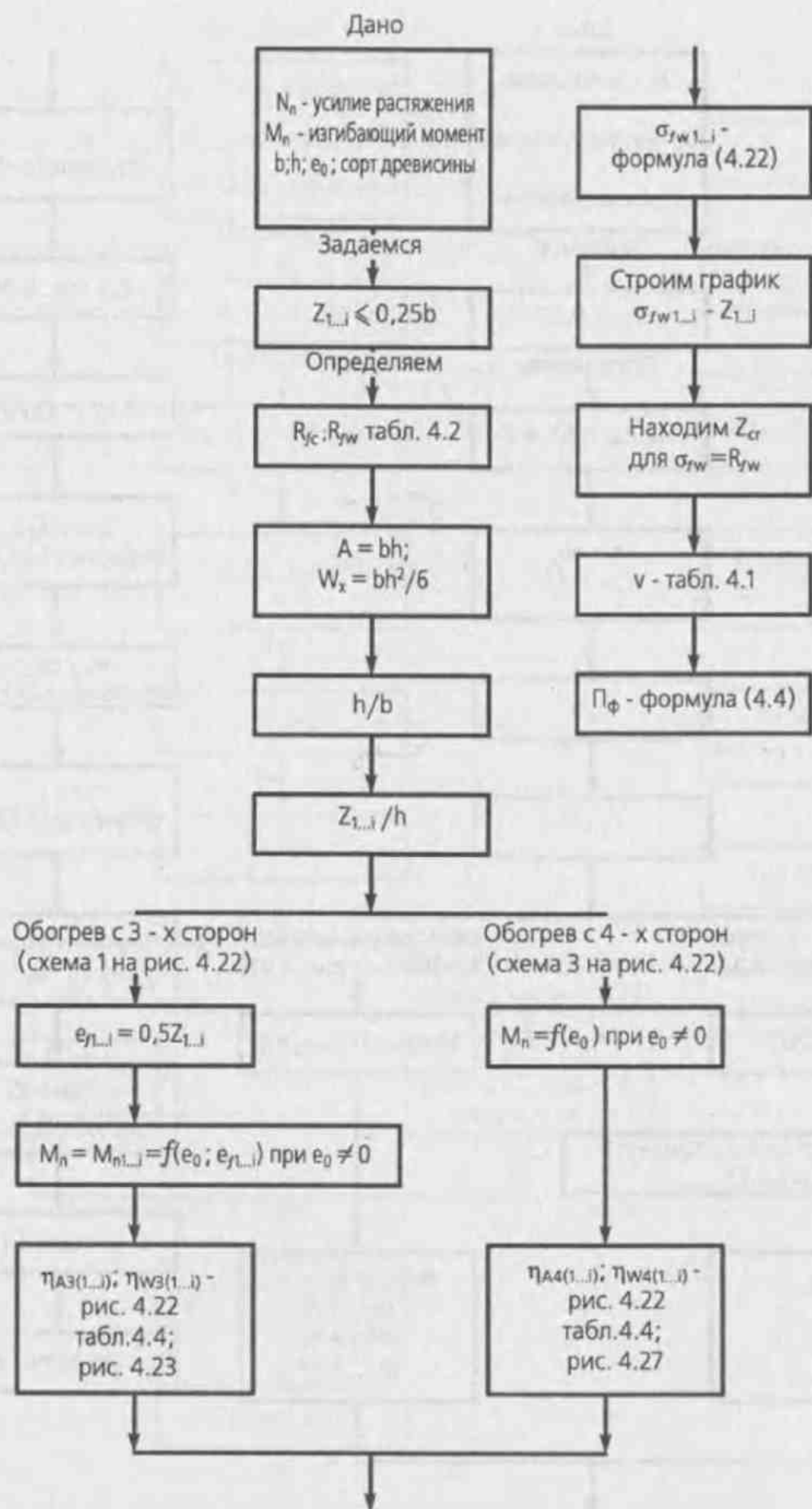


Рис. 4.40. Блок-схема для определения предела огнестойкости деревянного элемента, работающего на растяжение с изгибом (из условия прочности по нормальным напряжениям), при его обогреве с трех или четырех сторон

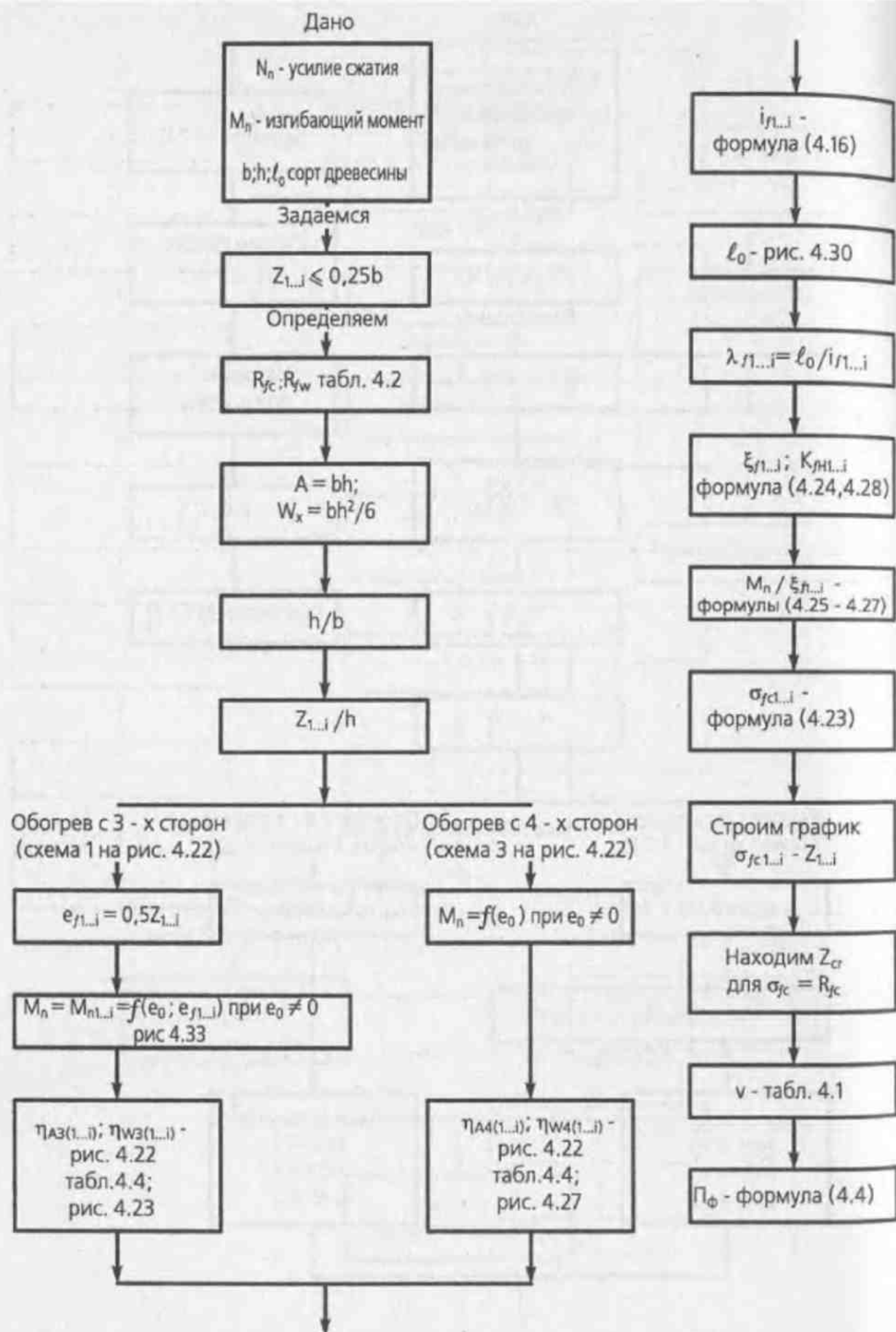


Рис. 4.41. Блок-схема для определения предела огнестойкости деревянного элемента, работающего на сжатие с изгибом (из условия прочности по нормальным напряжениям), при его обогреве с трех или четырех сторон

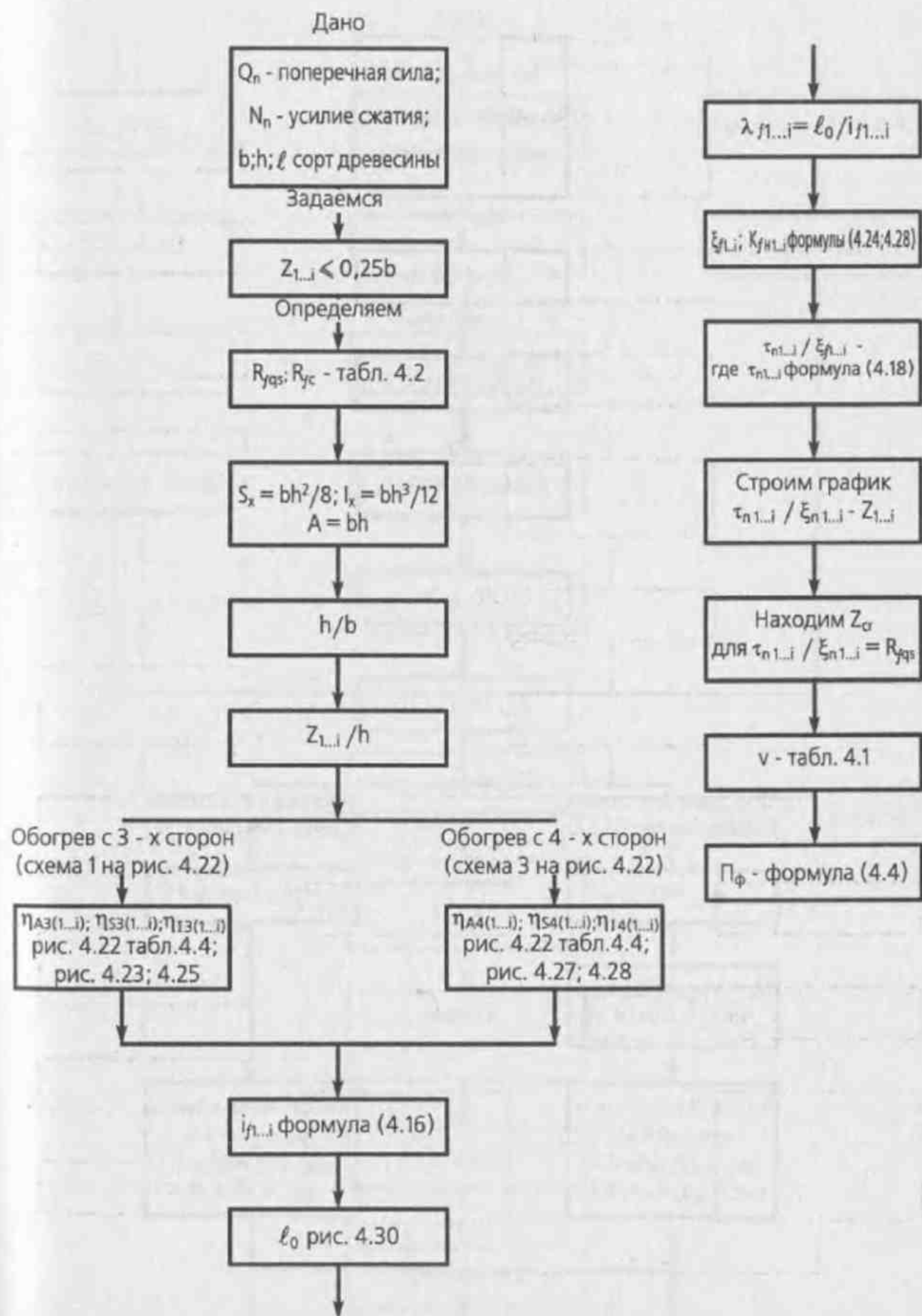


Рис. 4.42. Блок-схема для определения предела огнестойкости деревянного элемента, работающего на сжатие с изгибом (из условия прочности по касательным напряжениям), при его обогреве с трех или четырех сторон

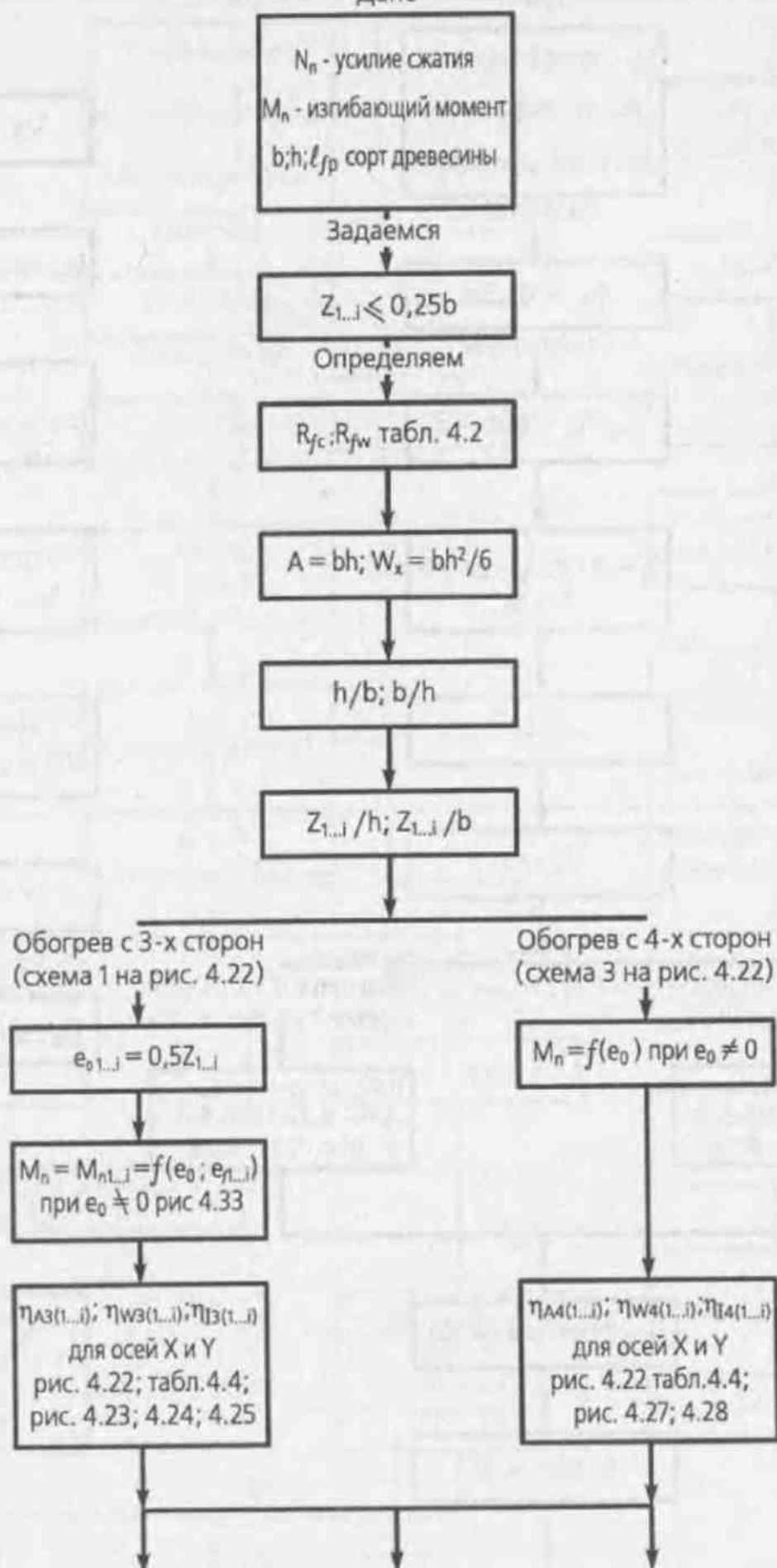


Рис. 4.43. Блок-схема для определения предела огнестойкости деревянного элемента, работающего на сжатие с изгибом (из условия устойчивости плоской формы деформирования), при его обогреве с трех или четырех сторон

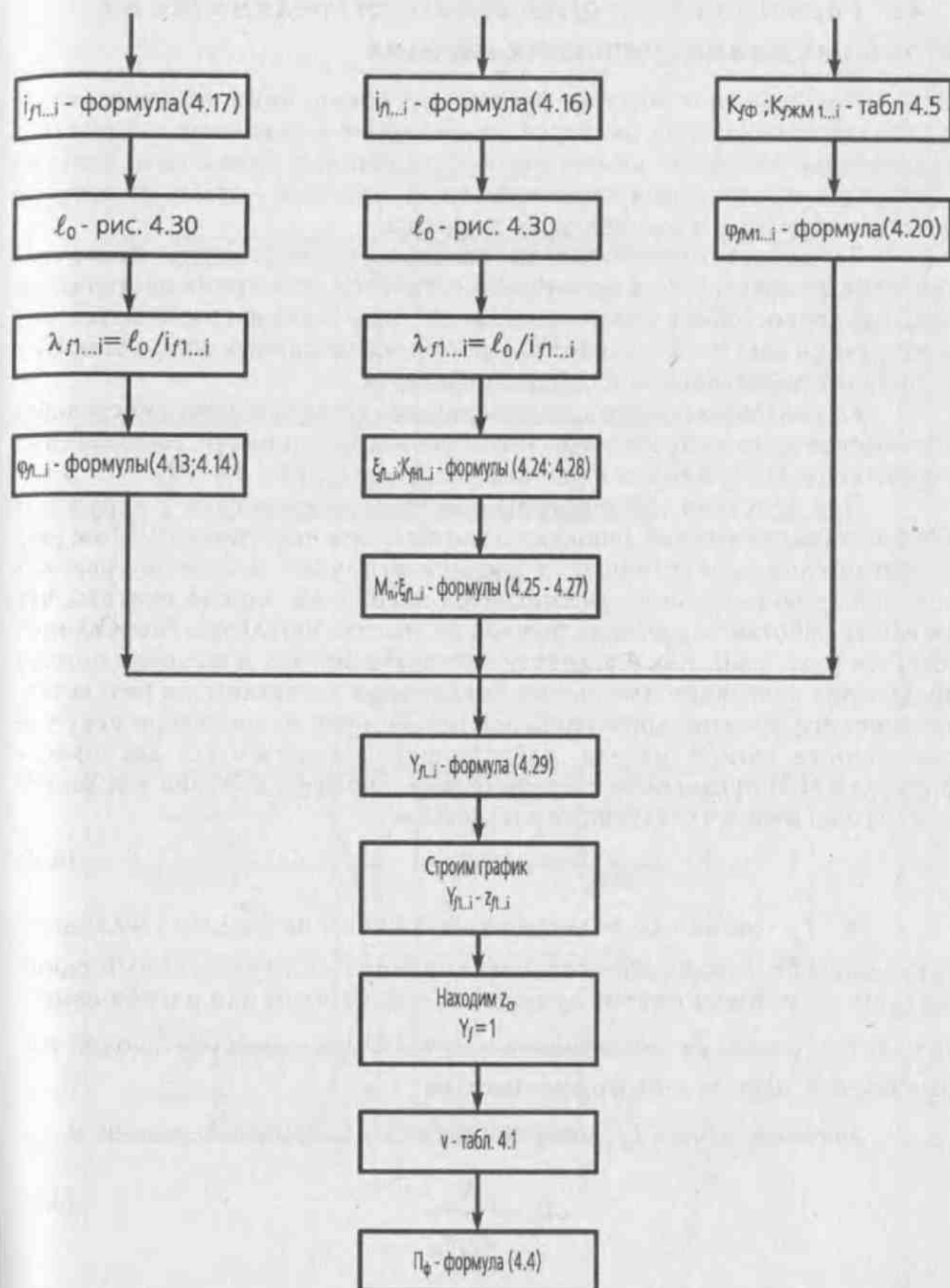


Рис. 4.43. (продолжение) Блок-схема для определения предела огнестойкости деревянного элемента, работающего на сжатие с изгибом (из условия устойчивости плоской формы деформирования), при его обогреве с трех или четырех сторон

4.4.2. Расчет предела огнестойкости соединения на стальных цилиндрических нагелях

Несущая способность нагельного соединения утрачивается в результате уменьшения размеров соединяемых деревянных элементов и деревянных накладок, вызванного обугливанием древесины, а также снижением прочностных характеристик древесины и стали, из которой изготовлены нагели и соединяющие элементы.

За предел огнестойкости нагельного соединения элементов деревянных конструкций принимается минимальное время наступления предельного состояния самого нагельного соединения или используемых в конструкции узла соединяющих элементов, выполненных в виде стальных башмаков и деревянных или стальных накладок.

Рассматривается метод оценки предела огнестойкости односрезного несимметричного и двусрезного симметричного соединений, выполненных с применением деревянных или стальных накладок (рис. 4.6, 4.7).

При действии температуры при пожаре древесина у наружных концов стальных нагелей дополнительно выгорает на глубину 10-12 мм [40]. С учетом слоя необуглившейся древесины глубиной 5 мм, в пределах которой древесина не сопротивляется нагрузкам, можно считать, что нагель не работает в условиях пожара на участке нагельных гнезд длиной 15-17 мм (рис. 4.44). Как в условиях эксплуатации, так и во время пожара предельное состояние нагельного соединения достигается в результате чрезмерного обмятия древесины под нагелем или из-за потери несущей способности самого нагеля, работающего на изгиб. По аналогии с формулой (4.3) предельное состояние нагельного соединения в условиях пожара описывается следующим равенством

$$T_f = T_n, \quad (4.30)$$

где T_f - минимальная несущая способность нагельного соединения, приходящаяся на один шов сплачивания («срез»), пересекаемый одним нагелем, из условия смятия древесины под нагелем или изгиба самого нагеля; T_n - усилие от нормативной нагрузки, приходящееся на один шов сплачивания, пересекаемый одним нагелем.

Значение усилия T_n , воспринимаемого нагельным соединением

$$T_n = \frac{N_n}{n_{cp} n_n}, \quad (4.31)$$

где $N_n(N_{n1}, N_{n2})$ - усилие от нормативной нагрузки, действующее на нагели (рис. 4.8); n_{cp} - число расчетных швов или «срезов» ($n_{cp} = 1$ - для

односрезного и $n_{cp} = 2$ - для двусрезного соединений); n_n - число нагелей, воспринимающих усилие N_n . На рис. 4.8 каждое из усилий N_{n1} или N_{n2} воспринимается двумя нагелями, каждый из которых пересекается двумя швами сплачивания, «срезами».

Предел огнестойкости деревянных накладок и стальных элементов в соединении определяется в соответствии с методикой, изложенной в разделах 3 и 4.

Для оценки предела огнестойкости нагельного соединения необходимо определить минимальное значение времени, в течение которого значения несущей способности из условия смятия древесины в нагельном гнезде T_{fcm} или несущей способности из условия изгиба нагеля

T_{fw} достигают величины усилия T_n .

Изменение несущей способности из условия смятия древесины под стальным нагелем и изгиба самого нагеля в условиях пожара зависит не только от обугливания деревянных элементов, но и в результате изменения прочности древесины и стали.

Как было указано в разделе 3, прочность стали $R_{tem} = R_{yn}\gamma_{tem}$ при пожаре зависит от коэффициента γ_{tem} , значение которого оценивается по данным табл. 3.2. Для нагелей нормативное сопротивление R_{yn} принимается равным 280 МПа. Прочность древесины, работающей на смятие под стальным нагелем, в соответствии с [38, 40] оценивается расчетным сопротивлением $R_{fcm} = 0,64R_{fc}K_\alpha$, где R_{fc} - расчетное сопротивление для определения предела огнестойкости дано в табл. 4.2; K_α - коэффициент, учитывающий смятие древесины под углом α к волокнам, значения которого согласно [38] даны в табл. 4.6.

Таблица 4.6.

Значения коэффициента K_α в зависимости от смятия древесины под углом α

Угол α , град	Коэффициент K_α в зависимости от диаметра стального нагеля, мм			
	12	16	20	24
30	0,95	0,9	0,9	0,9
60	0,75	0,7	0,65	0,6
90	0,7	0,6	0,55	0,5

В соответствии со схемой на рис. 4.8 деревянная накладка сминается нагелем под углом $\alpha = 90^\circ$, а элементы конструкции под углом $\alpha < 90^\circ$.

Для определения коэффициента γ_{tem} по табл. 3.2 необходимо знать температуру нагеля, которая вдоль его длины распределяется неравномерно. Однако для облегчения расчетов предела огнестойкости нагельного соединения будем использовать среднее значение температуры $\bar{t}$, равномерно распределенную по длине нагеля (рис. 4.44). Нагрев нагеля происходит за счет повышения температуры среды t_b по «стандартному» режиму, действующей на торцы нагеля, и температуры обуглившегося слоя древесины, среднее значение которой принимается равным 600°C .

В пределах необугленной части деревянных элементов теплообмен стального нагеля с древесиной не учитывается. Карбонизация древесины, не имеющей огнезащиты, наблюдается через $\tau_o = 4$ мин (240 сек) при достижении на ее поверхности температуры $280\text{--}300^\circ\text{C}$. Для определения изменения среднеобъемной температуры среды от времени, действующей на древесину до момента начала ее карбоназции, использовалась следующая экспоненциальная зависимость [41]

$$t_b = t_m - (t_m - t_n) e^{-K_{tem}\tau}, \quad (4.32)$$

где τ - время действия пожара, сек; t_m - максимальная температура ($^\circ\text{C}$) среды, равная температуре t_b при $\tau = \infty$; t_n - начальная температура среды, равная 20°C ; K_{tem} - постоянный коэффициент.

С целью описания изменения температуры среды для «стандартного» пожара, определяемого по формуле (2.6) при $\psi = 1$, значения t_m и K_{tem} в выражении (4.32) подбирались методом наименьших квадратов. Для времени действия пожара τ в пределах от 0 до 10 мин (600 сек) постоянные значения этих параметров равны: $t_m = 701,33^\circ\text{C}$, $K_{tem} = 5,65 \cdot 10^{-3}$. Согласно [41] средняя температура в нагеле (симметричный обогрев неограниченной пластины температурой t_b) равна

$$\bar{t}_o = t_n + (t_m - t_n) \bar{\theta}, \quad (4.33)$$

где $t_n = 20^\circ\text{C}$; $t_m = 701,33^\circ\text{C}$; $\bar{\theta}$ - среднее значение избыточной температуры.

Среднее значение избыточной температуры вычисляется по формуле

$$\bar{\theta} = 1 - \frac{e^{\frac{-K_{tem} R^2 F_o}{a_{tem}}}}{R \sqrt{\frac{K_{tem}}{a_{tem}}} \left[\operatorname{ctg} \left(R \sqrt{\frac{K_{tem}}{a_{tem}}} \right) - \frac{R}{Bi} \sqrt{\frac{K_{tem}}{a_{tem}}} \right]} - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n e^{-(\mu_n)^2 F_o}}{1 - \frac{a_{tem} \mu_n^2}{K_{tem} R^2}}, \quad (4.34)$$

где R - расстояние, равное половине длины нагеля ℓ_n , м (рис. 4.44);

F_o - критерий Фурье; a_{tem} - коэффициент температуропроводности, $\text{м}^2/\text{с}$;

B_i, μ_n - коэффициенты, зависящие от критерия Био.

В формуле (4.34) значения критерия Фурье и критерия Био соответственно равны:

$$F_o = \frac{a_{tem} \tau}{R^2};$$

$$Bi = \frac{\alpha_o R}{\lambda_{tem}}, \quad (4.35)$$

где постоянные и усредненные значения коэффициентов температуропроводности a_{tem} , теплопроводности λ_{tem} и теплообмена α_o (для «стандартного» режима при $0 \leq \tau \leq 10$ мин) принимались равными:

$$a_{tem} = 7,32 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}, \lambda_{tem} = 35 \text{ Вт/м}^\circ\text{С и } \alpha_o = 46 \text{ Вт/м}^2\text{С [42]}.$$

Используя формулы (4.33-4.35), была получена зависимость средней температуры нагеля $\bar{t}_o$ от расстояния $R = 0,5\ell_n$, где ℓ_n - длина нагеля, обогреваемого с торцов в течении $\tau_o = 4$ мин (240 сек). Эта зависимость показана на рис. 4.45. Согласно выбранной модели, после начала обугливания древесины нагель продолжает нагреваться с торцов только постоянной температурой 600°С (температура обугленного слоя древесины), что позволяет рассматривать задачу с граничными условиями первого рода. Значение расчетной глубины обугленного слоя составляет $Z = Z_f + \delta$. На рис. 4.46 показаны значения расчетной глубины обугливания (Z_{k-1}, Z_k) на предыдущем и последующем этапах обугливания древесины.

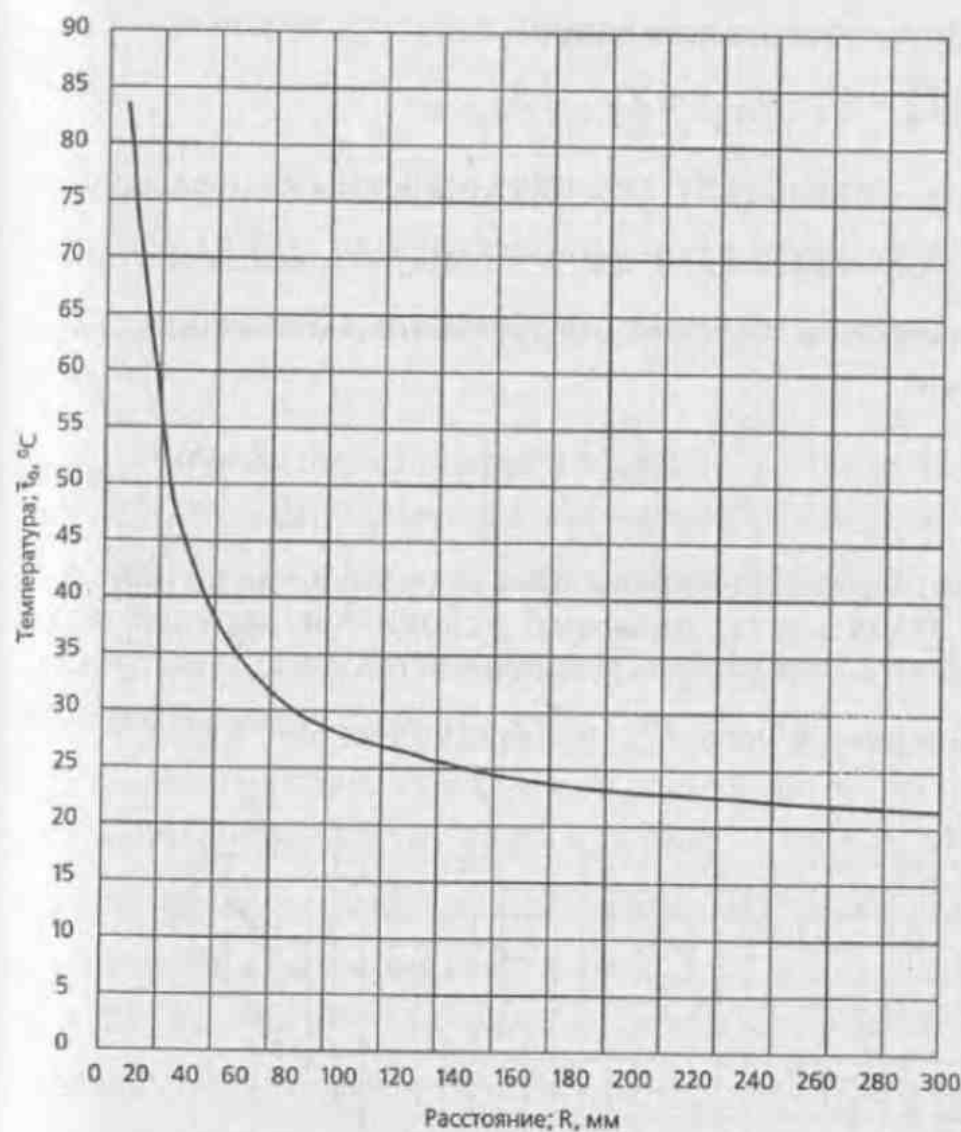


Рис. 4.45. Зависимость среднего значения температуры нагрева $\bar{t}_o$ от расстояния R при обогреве его с торцов через $\tau = 4$ мин после начала «стандартного» пожара

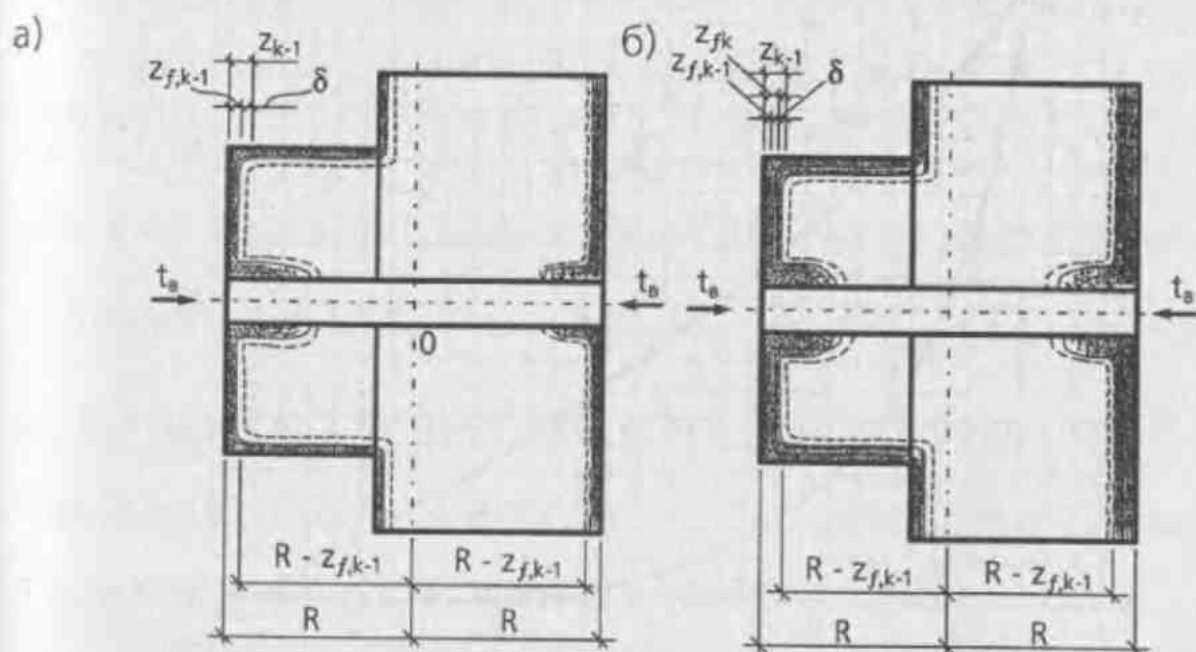


Рис. 4.46. Расчетная глубина обугливания Z_{k-1} , Z_k : а - на предыдущем этапе обугливания; б - на последующем этапе обугливания

Изменение глубины обугливания равно

$$\Delta Z_k = Z_k - Z_{k-1} = Z_{f,k} - Z_{f,k-1}, \quad (4.36)$$

где $Z_{f,k-1}$ и $Z_{f,k}$ - глубина обугливания древесины на предыдущем и последующем этапах обугливания, $k = 1 \dots i$. Время, в течении которого происходит изменение глубины обугливания древесины на величину ΔZ_k , вычисляется по формуле

$$\Delta \tau_k = \frac{\Delta Z_k}{V}, \quad (4.37)$$

где V - скорость обугливания древесины, определяемая по табл. 4.1.

Для решения задачи с граничными условиями первого рода используется зависимость между средней относительной избыточной температурой $\bar{\theta}_k$ и критерием Фурье $F_{ок}$, показанной на рис. 4.47.

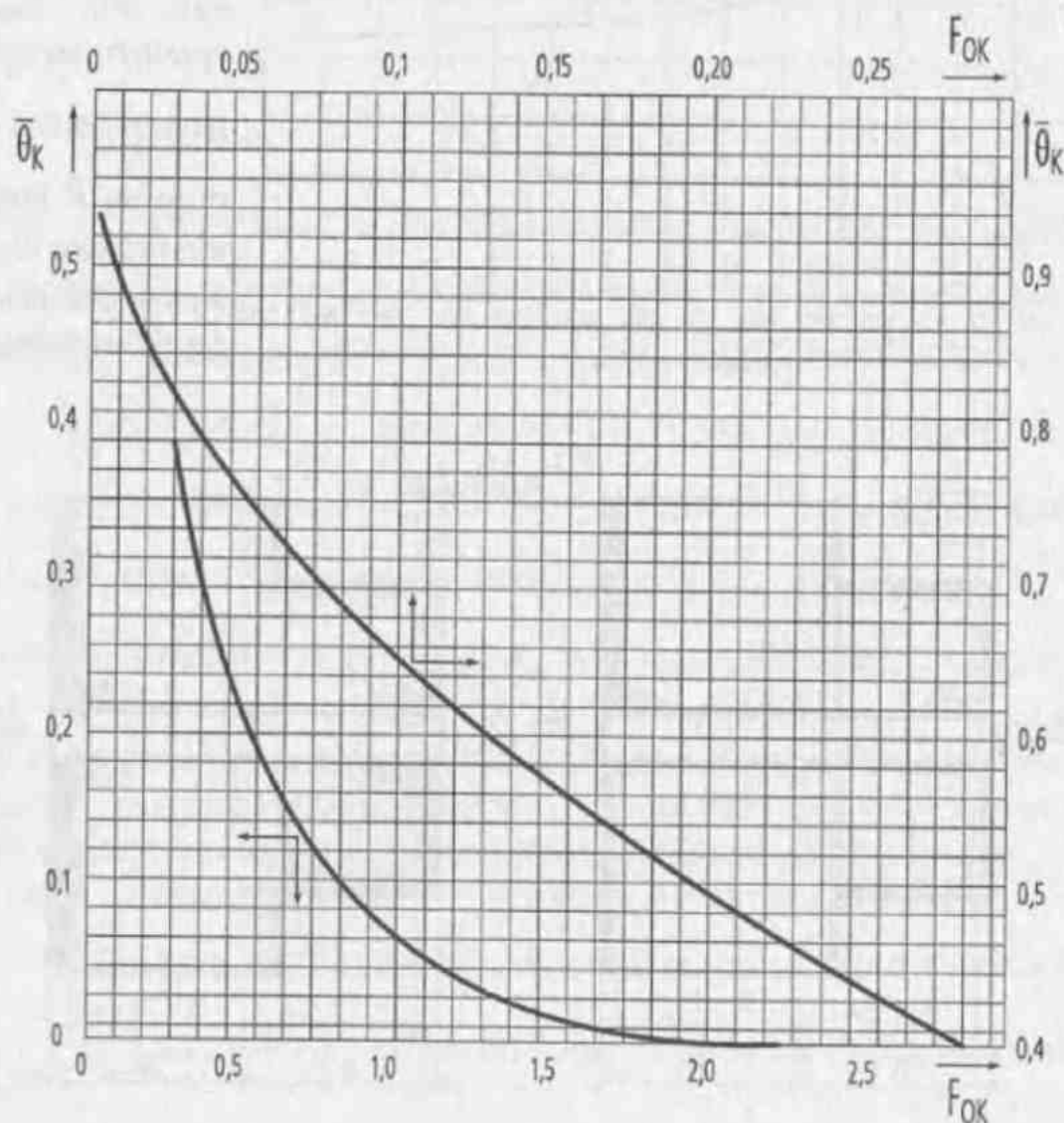


Рис. 4.47. Зависимость между средней относительной избыточной температурой $\bar{\theta}_k$ и критерием Фурье $F_{ок}$

Значения критерия Фурье равны

$$F_{ок} = \frac{\Delta \tau_k a_{тем}}{R_k^2}, \quad (4.38)$$

где R_k - расстояние от начала системы координат до границы расчетной глубины обугленного слоя древесины, равное $R - Z_{f,k}$ (рис. 4.44, 4.46).

Определив по графику на рис. 4.47 избыточную температуру $\bar{\theta}_k$, вычисляем среднее значение температуры стального нагеля

$$\bar{t}_k = 600 - (600 - \bar{t}_{k-1}) \bar{\theta}_k, \quad (4.39)$$

где $\bar{t}_{k-1}$ - начальная температура стального нагеля на рассматриваемом этапе расчета.

Рассмотрим порядок определения температуры $\bar{t}_k$ нагеля с использованием формул (4.36-4.39), рис. 4.44, 4.46 и графиков на рис. 4.45, 4.47. Через $\tau_o = 4$ мин в результате воздействия «стандартного» пожара на древесину в ней формируется слой $\delta = 5$ мм, прогретый до температуры ($t = 250^\circ\text{C}$), при которой предел прочности древесины снижается до нуля. Глубина обугливания на этом этапе - $Z_{f0} = 0$. При этом температуру нагеля

$\bar{t}_o$ (нагель с торцов обогревается только температурой среды t_b) находим по графику на рис. 4.45 в зависимости от расстояния R . Для древесины, прогретой до температуры $t \geq 300^\circ\text{C}$, наблюдается процесс ее обугливания и нагель нагревается только за счет температуры (600°C) угольного слоя.

При $k = 1$ заданная толщина слоя обугленной древесины равна Z_{f1} . По формулам (4.36-4.38) вычисляем: $\Delta Z_1 = Z_{f1} - Z_{f0} = Z_{f1}$; $\Delta \tau_1 = \Delta Z_1 / V$ и

$F_{o1} = \Delta \tau_1 a_{тем} / R_1^2$, где расстояние $R_1 = R - Z_{f1}$. По графику на рис. 4.47 находим избыточную температуру $\bar{\theta}_1$, а по формуле (4.39) температуру в нагеле, значение которой равно $\bar{t}_1 = 600 - (600 - t_o) \bar{\theta}_1$.

При дальнейшем рассмотрении процесса нагрева нагеля расчетные параметры вычисляются в той же последовательности при заданных глубинах толщины обугливания древесины. Так, при $k = 2$: Z_{f2} ,

$$\Delta Z_2 = Z_{f2} - Z_{f1}; \Delta \tau_2 = \Delta Z_2 / V, F_{o2} = \Delta \tau_2 a_{tem} / R_2^2, \text{ при } R_2 = R - Z_{f2}, \bar{\theta}_2, \\ \bar{t}_2 = 600 - (600 - \bar{t}_1) \bar{\theta}_2.$$

Далее, для каждого из полученных значений t_k по табл. 3.2 находят коэффициент γ_{tem} .

Рассмотрим оценку предела огнестойкости односрезного несимметричного и двусрезного симметричного соединений на стальных цилиндрических нагелях с деревянными накладками (рис. 4.44). Значения несущей способности $T_{fcm1...i}$, H , одного нагеля, приходящейся на один шов сплачивания соединяемых деревянных элементов толщиной « a » и « c » (рис. 4.48,а) при $a \leq c$, из условия смятия древесины в нагельном гнезде, определяются по формулам:

в элементе толщиной « a »

$$T_{afcm1...i} = K_{af1...i} d a_{f1...i} R_{fcm a}; \quad (4.40)$$

в элементе толщиной « c »

$$T_{cfcm1...i} = K_{cf1...i} d c_{f1...i} R_{fcm c}, \quad (4.41)$$

где значения коэффициентов $K_{af1...i}$ и $K_{cf1...i}$ для рассматриваемых соединений с учетом данных, приведенных в [43], определяются по табл. 4.7; d - диаметр стального нагеля, мм; $a_{f1...i}$, $c_{f1...i}$ - значения толщин

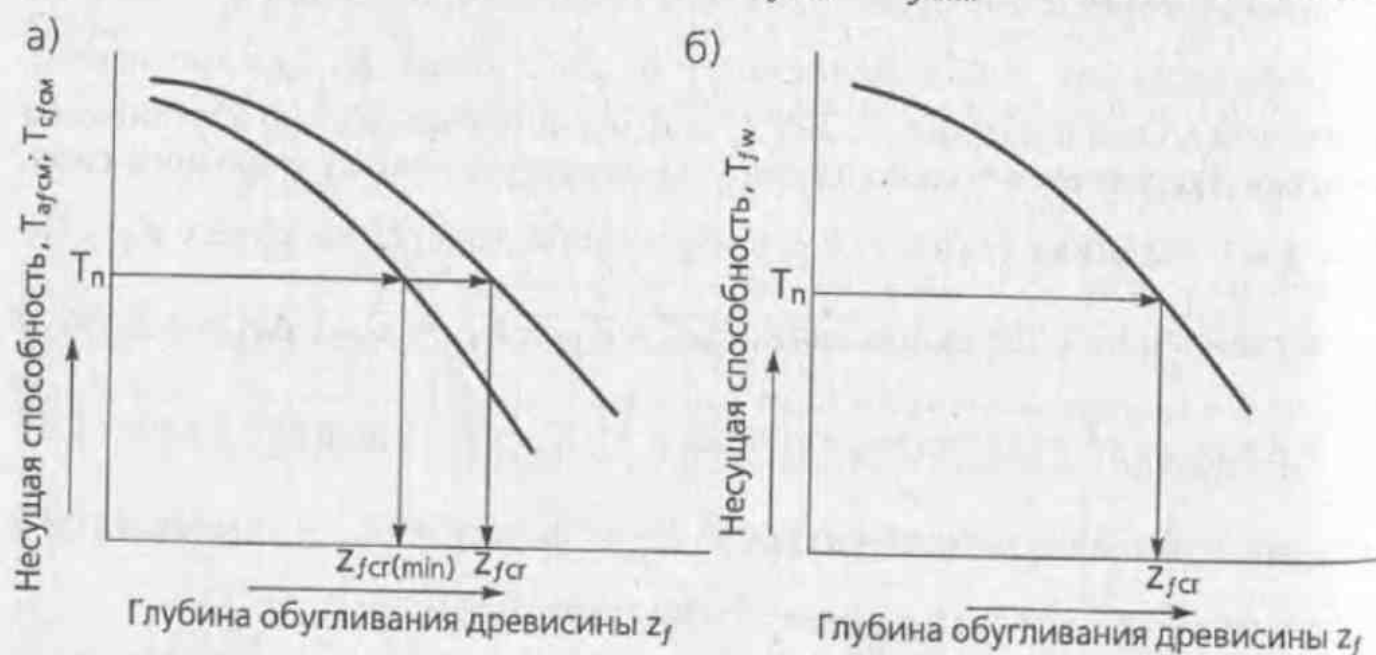


Рис. 4.48. Графическая зависимость: а - несущей способности T_{afcm} , T_{cfcm} от глубины обугливания Z_f ; б - несущей способности T_{fw} от глубины обугливания Z_f .

Значения коэффициентов $K_{af1...i}$ и $K_{cf1...i}$.

Соединение	$a_{f1...i}$ $c_{f1...i}$	0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Односрезное несимметрич ное	$K_{af1...i}$	1	1	1	0,7	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35
	$K_{cf1...i}$	0	0,2	0,3	0,29	0,29	0,3	0,31	0,32	0,33	0,35
Двусрезное симметричное	$K_{af1...i}$	1	1	1	1	1	0,83	0,72	0,63	0,55	0,5
	$K_{cf1...i}$	0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

соединяемых деревянных элементов при пожаре, мм; $R_{fсма}$, $R_{fсмс}$ – расчетные сопротивления древесины смятию нагелем в элементах толщиной «а» и «с», МПа ($R_{fсма} = 0,64R_{fc}K_{\alpha}$, $R_{fсмс} = 0,64R_{fc}K_{\alpha}$ – где R_{fc} дано в табл. 4.2, а K_{α} – в табл. 4.6).

В формулах (4.40, 4.41) значения толщин соединяемых деревянных элементов: $a_{f1...i} = a - Z_{f1...i} - 16$ и $c_{f1...i} = c - Z_{f1...i} - 16$ – для односрезного несимметричного соединения; $c_{f1...i} = c$ – для двусрезного симметричного соединения. При расчете односрезных несимметричных соединений, для более толстых элементов толщиной «с» до пожара, работающих на сжатие под углом к волокнам, значение коэффициента K_{α} (табл. 4.6) к расчетному сопротивлению $R_{fсмс}$ следует умножать на дополнительный коэффициент 0,9 при $(c_{f1...i}/a) < 1,5$ или на 0,75 при $(c_{f1...i}/a_{f1...i}) \geq 1,5$.

Несущая способность одного нагеля (кН), приходящаяся на один шов сплачивания деревянных элементов толщиной «а» и «с» ($a \leq c$), из условия изгиба нагеля диаметром d (см) вычисляется по формулам:

$$T'_{fw1...i} = 0,0414d^2 \sqrt{R_{fсм} R_{yn} \gamma_{tem1...i}} + 0,02a_{f1...i}^2; \quad (4.42)$$

$$T''_{fw1...i} = 0,0578d^2 \sqrt{R_{fсм} R_{yn} \gamma_{tem1...i}}, \quad (4.43)$$

где $R_{fсм}$ и R_{yn} даны в МПа, а значения $a_{f1...i}$ – в см.

Эти значения несущей способности учитывают пластическую работу стального нагеля при изгибе. В случае смятия древесины под углом к волокнам расчетное сопротивление R_{fcm} в формулах (4.42, 4.43) определяется с учетом коэффициента K_α для максимального из значений углов смятия нагелем элементов, прилегающих к рассматриваемому шву.

Так, на рис. 4.8 деревянная накладка сминается нагелем под углом $\alpha = 90^\circ$, а элемент конструкции под углом $\alpha < 90^\circ$. Поэтому при определении значения $R_{fсма} = 0,64 R_{fc} K_\alpha$ используется коэффициент K_α для $\alpha = 90^\circ$ (табл. 4.6).

Расчет предела огнестойкости односрезного несимметричного и двусрезного симметричного нагельных соединений деревянных элементов толщиной «а» и «с», где ($a \leq c$) без учета огнезащиты древесины и нагелей (рис. 4.44) выполняется в несколько этапов.

1. Время до наступления предельного состояния нагельного соединения при пожаре из условия смятия древесины под нагелем определяется в следующей последовательности:

по формуле (4.31) определяют усилие T_n от действия нормативной нагрузки; задаются значениями расчетной глубины обугливания $Z_{1...i} \leq 0,25a$ (мм), где $Z_1 > \delta = 5$ мм; определяют значения глубины обугливания древесины $Z_{f1...i} = Z_{1...i} - \delta$, мм; вычисляют значения толщин соединяемых элементов $a_{f1...i}$ и $c_{f1...i}$; определяют отношения $a_{f1...i}/c_{f1...i}$ - для односрезного несимметричного и $a_{f1...i}/c$ - для двусрезного симметричного нагельных соединений; по табл. 4.7 находят значения коэффициентов $K_{af1...i}$ и $K_{cf1...i}$; с использованием табл. 4.2 и 4.6 вычисляют расчетное сопротивление смятия древесины элементов под нагелем $R_{fсма}$, $R_{fсмс}$; для каждого из заданных значений глубины обугливания, по формулам (4.40, 4.41) определяют значения несущей способности элементов $T_{afcm1...i}$ и $T_{cfcm1...i}$; строят графики зависимости несущей способности от заданных значений расчетной глубины обугливания - $T_{afcm1...i}(T_{cfcm1...i}) - Z_{f1...i}$ (рис. 4.48, а); по этим графикам с учетом равенства (4.30), т.е. $T_{afcm1...i}(T_{cfcm1...i}) = T_n$, находят предельные

значения расчетной глубины обугливания Z_{fcr} ; по формуле (4.4) вычисляют время до наступления предельного состояния нагельного соединения из условия смятия древесины под нагелем при $\tau_{fcr} = Z_{fcr} / V$.

2. Время до наступления предельного состояния нагельного соединения при пожаре из условия изгиба нагеля определяется в следующей последовательности:

вычислив значение $R = 0,5\ell_n$ (ℓ_n - длина нагеля), по графику на рис. 4.45 находят температуру нагеля $\bar{t}_0$ через $\tau_0 = 4$ мин после начала «стандартного» пожара до начала обугливания древесины; по известным из расчета по этапу 1 значениям расчетной глубины обугливания $Z_{1...i}$ определяют глубины обугливания древесины $Z_{f1...i}$; определяют значения $R_k = R - Z_{fk}$ в пределах необугленной части древесины (рис. 4.44), где $k = 1...i$ - число заданных (см. расчет по этапу 1) значений расчетной глубины обугливания $Z_{1...i}$; по формуле (4.37) вычисляют значения времени $\Delta\tau_k$, в течении которого глубина обугливания изменилась на величину ΔZ_k ; по формуле (4.38) определяют значения критерия Фурье $F_{ок}$ и по графику на рис. 4.47 находят значения относительной избыточной температуры $\bar{\theta}_k$, где $k = 1...i$; используя формулу (4.39), для каждого из заданных значений расчетной глубины обугливания $Z_{1...i}$ вычисляют значения средней температуры нагеля $\bar{t}_k$; определив значения $\bar{t}_k$, по табл. 3.2 находят коэффициенты $\gamma_{tem1...i}$, и по формулам (4.42, 4.43) определяют значения несущей способности $T'_{fw1...i}$ и $T''_{fw1...i}$; строят график зависимости минимальных значений несущей способности от расчетной глубины обугливания $T_{fw1...i} - Z_{f1...i}$; по построенному графику с учетом равенства (4.30), т.е. $T_{fw} = T_n$, находят Z_{fcr} - предельное значение расчетной глубины обугливания (рис. 4.48,б); по формуле (4.4) определяют время до наступления предельного состояния нагельного соединения из условия изгиба нагеля при $\tau_{cr} = Z_{fcr} / V$.

3. Если значение усилия T_n , вычисленное по формуле (4.31), не пересекает графики, построенные по этапам 1 и 2, время до наступления предельного состояния равно - $\tau_o + (0,25a - \delta) / V$, где V - скорость обугливания древесины дана в табл. 4.1.

4. Минимальное значение времени до наступления предельного состояния, найденное по результатам расчета (см. этап 1, 2, 3), является пределом огнестойкости нагельного соединения.

Для двусрезного симметричного соединения деревянных элементов толщиной «с» до пожара, при использовании стальных накладок толщиной «а» (рис. 4.49) снижение несущей способности нагельного соединения из условия смятия древесины под нагелем определяется увеличением глубины обугливания древесины $Z_{fk} (k = 1...i)$. Часть нагеля длиной $2S_k$ не участвует в восприятии действующих на соединение усилий при пожаре. Согласно рис. 4.49 эта длина (мм) равна $2S_k = 2(Z_{fk} + 17)$. По сравнению с ранее рассмотренными типами нагельных соединений, увеличение этой длины на 1 мм со стороны каждого из швов сплачивания объясняется более интенсивным обугливанием древесины под стальными накладками.

Температура нагеля при пожаре $\bar{t}_k$ определяется аналогично нагельным соединениям с деревянными накладками. При этом значение R принимается равным $0,5C$, а изменяющееся при пожаре расстояние - $R_k = R - Z_{fk}$.

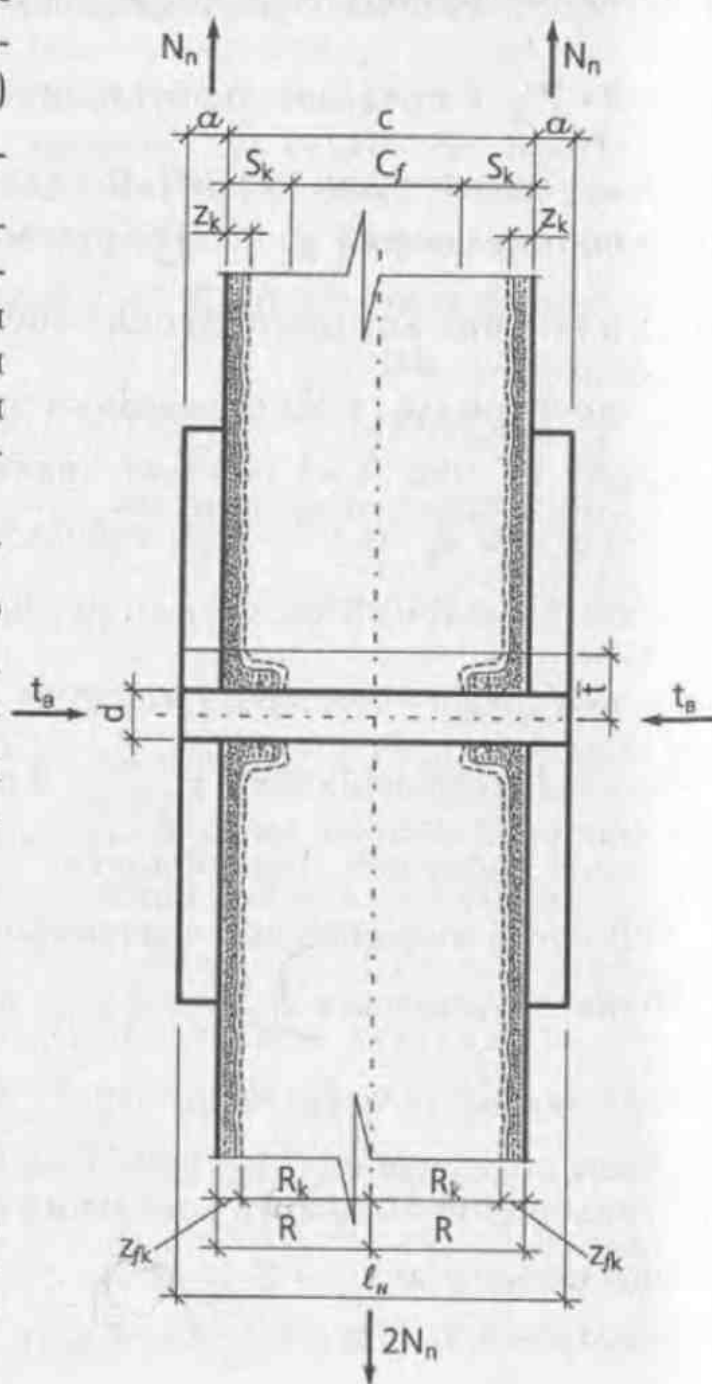


Рис. 4.49. Расчетная схема к определению предела огнестойкости двусрезного симметричного нагельного соединения со стальными накладками

Для условий нагрева при пожаре несущая способность нагельного соединения, приходящегося на один шов сплачивания одного нагеля, определяется:

из условия смятия древесины под нагелем (H)

$$T_{fcm1...i} = 0,5c_{f1...i}dR_{fcm}, \quad (4.44)$$

из условия изгиба стального нагеля $T_{fvl1...i}$ (кН) - по формуле 4.43.

В формуле (4.44) диаметр нагеля d дан в мм; расчетное сопротивление $R_{fcm} = 0,64R_{fcm}K_{\alpha}$ - в МПа, а значение $c_{f1...i} = c - 2S_{1...i}$ - в мм, где $S_{1...i} = Z_{f1...i} + 17$. Задаваться при выполнении расчета значениями расчетной глубины обугливания $Z_{1...i} = Z_{f1...i} + \delta$ (мм) необходимо таким образом, чтобы соблюдалось следующее условие - $S_{1...i} < 0,5c$.

Порядок расчета предела огнестойкости двусрезного симметричного нагельного соединения со стальными накладками выполняется в соответствии с ниже приведенными этапами:

1. Время до наступления предельного состояния нагельного соединения из условия смятия древесины находится в следующей последовательности:

по формуле (4.31) определяют усилие T_n от действия нормативной нагрузки; задаются значениями расчетной глубины обугливания - $Z_{1...i} \leq 0,25c$, где значение Z_1 принято не менее $\delta = 5$ мм; определяют значения глубины обугливания древесины - $Z_{f1...i} = Z_{1...i} - \delta$; вычисляют значения в мм - $S_{1...i} < 0,5c$ и $c_{f1...i}$; с использованием табл. 4.2 и 4.6 вычисляют расчетное сопротивление смятию древесины под нагелем - R_{fcm} ; по формуле (4.44) вычисляют значение несущей способности $T_{fcm1...i}$; строится график зависимости несущей способности от значений расчетной глубины обугливания - $T_{fcm1...i} - Z_{f1...i}$; для равенства $T_{fcm} = T_n$ по построенному графику (рис. 4.48,а) находят предельное значение расчетной глубины обугливания Z_{fcr} ; по формуле (4.4) вычисляется время до наступления предельного состояния нагельного соединения из условия смятия древесины под нагелем при $\tau_{cr} = Z_{fcr} / V$.

2. Для оценки времени до наступления предельного состояния нагельного соединения из условия изгиба стального нагеля необходимо выполнить порядок действий применительно к построению графика зависимости несущей способности от расчетного значения глубины обугливания - $T_{fw1...i}'' - Z_{f1...i}$, определению для равенства $T_{f1...i}'' = T_n$ предельного значения расчетной глубины обугливания Z_{fcr} и по формуле (4.4) с учетом $\tau_{cr} = Z_{fcr} / V$, определить время до наступления предельного состояния, т.е. используется методика, изложенная ранее в этапе 2 для нагельных соединений с деревянными накладками. При этом, согласно рис.4.49, необходимо учесть, что расстояния принимаются равными - $R = 0,5\ell_n - a$ и $R_k = R - Z_{fk}$, где $k = 1...i$.

3. Если значение усилия T_n , найденное по формуле (4.31), не пересекает графики, построенные в соответствии с этапами 1 и 2, то для данного случая время до наступления предельного состояния равно - $\tau_o + (0,25c - \delta) / V$, где V - скорость обугливания древесины дана в табл. 4.1.

4. За предел огнестойкости нагельного соединения принимается минимальное значение времени до наступления предельного состояния, вычисленного в соответствии с этапами 1, 2 и 3 для симметричных двусрезных соединений со стальными накладками. Предел огнестойкости стальных накладок определяется в соответствии с методикой, изложенной в разделе 3.

5. На рис. 4.50, 4.51 показаны блок-схемы для определения предела огнестойкости рассмотренных типов нагельных соединений.

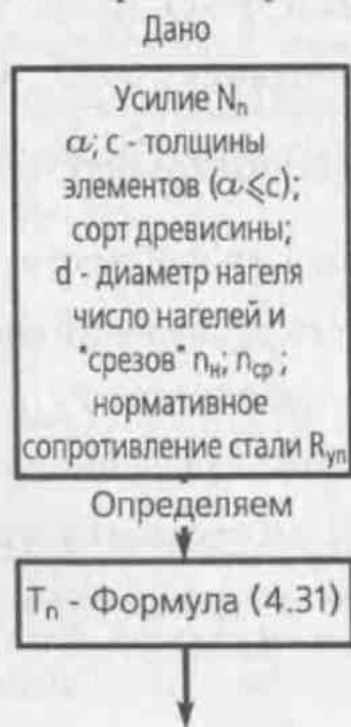


Рис. 4.50. Блок-схема определения времени до наступления предельного состояния односрезных несимметричных и двусрезных симметричных (с деревянными или стальными накладками) нагельных соединений при пожаре из условия смятия древесины под нагелем.

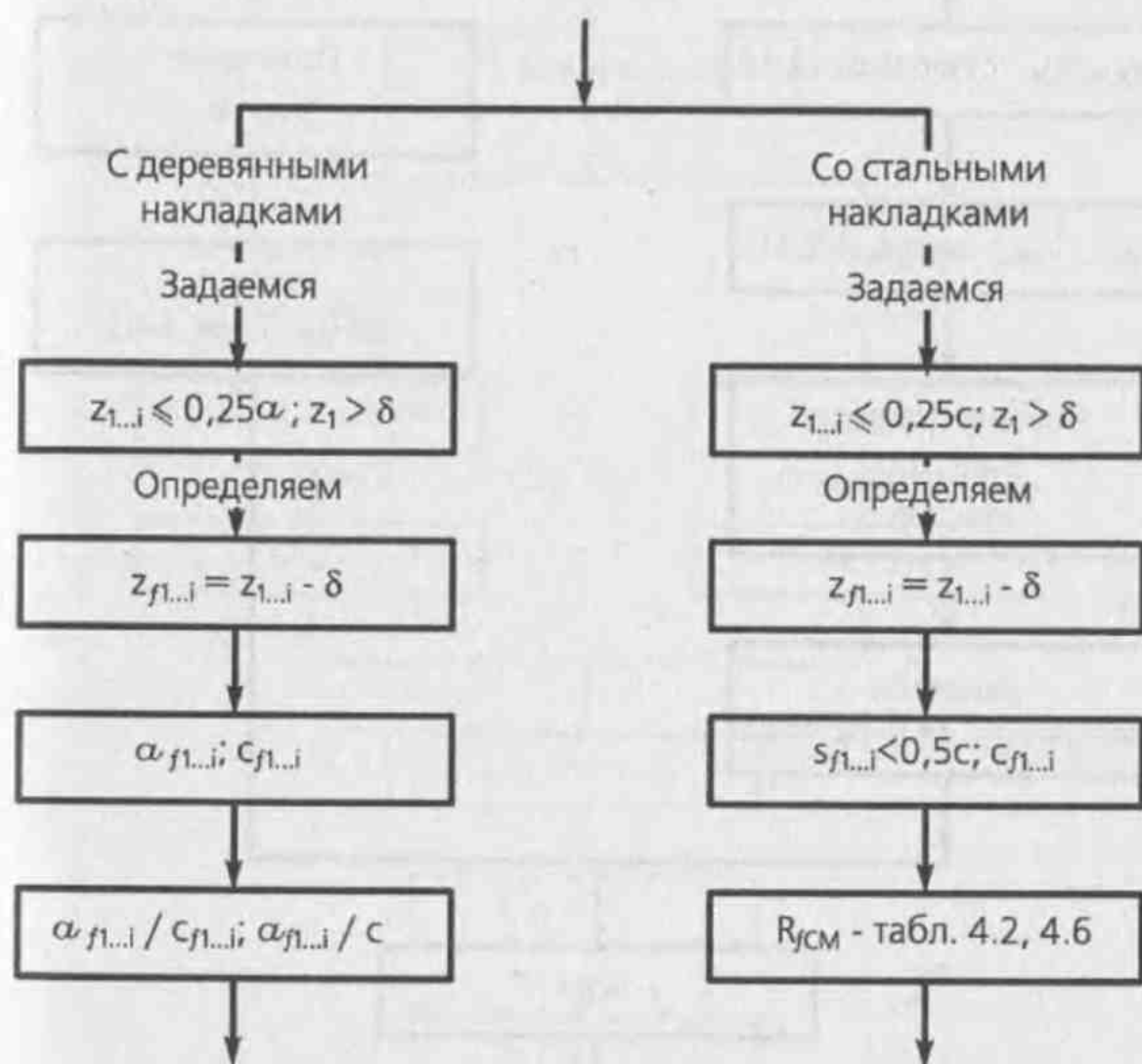


Рис. 4.50. (продолжение) Блок-схема определения времени до наступления предельного состояния односрезных несимметричных и двусрезных симметричных (с деревянными или стальными накладками) нагельных соединений при пожаре из условия смятия древесины под нагелем

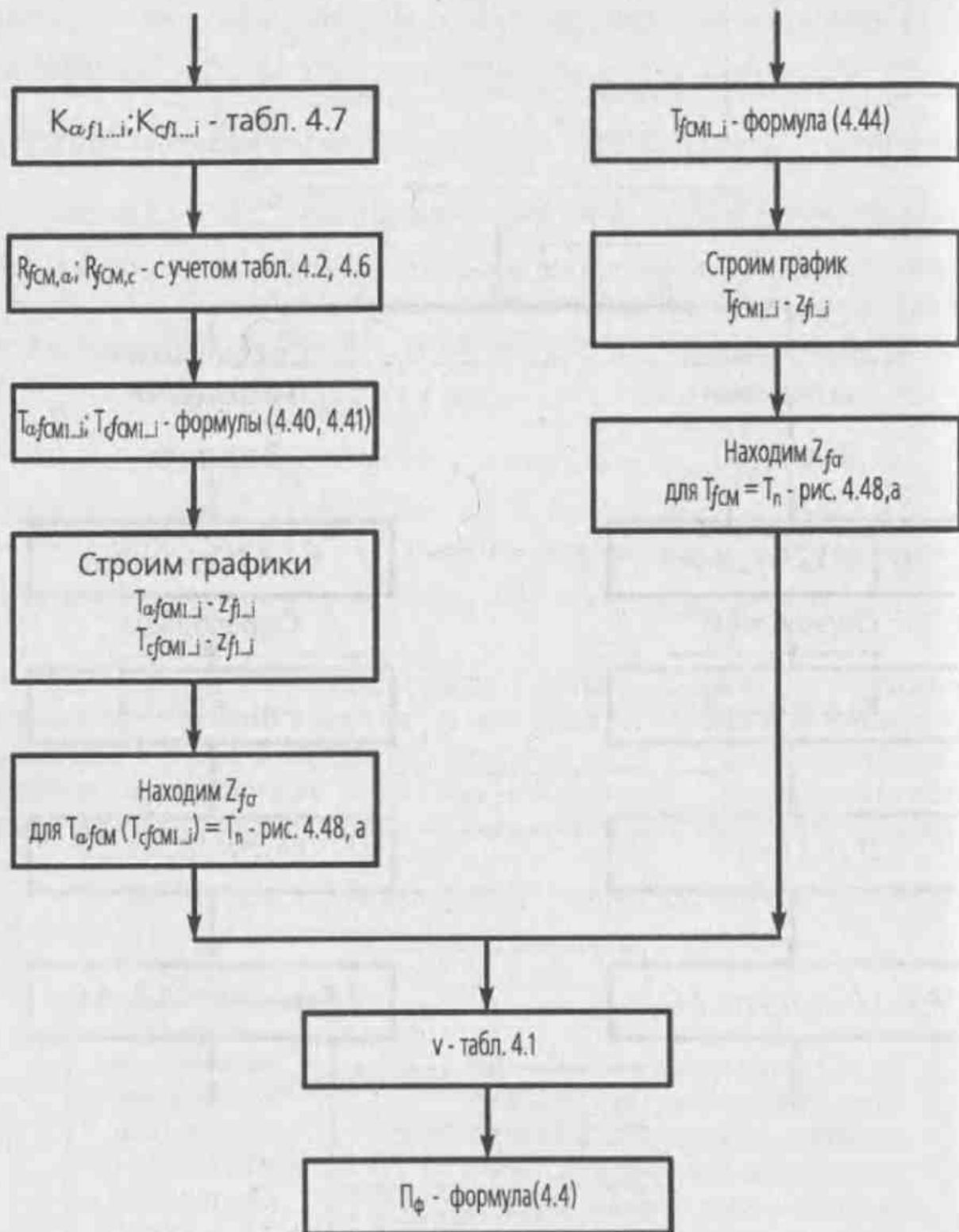


Рис. 4.50. (продолжение) Блок-схема определения времени до наступления предельного состояния односрезных несимметричных и двусрезных симметричных (с деревянными или стальными накладками) нагельных соединений при пожаре из условия смятия древесины под нагелем

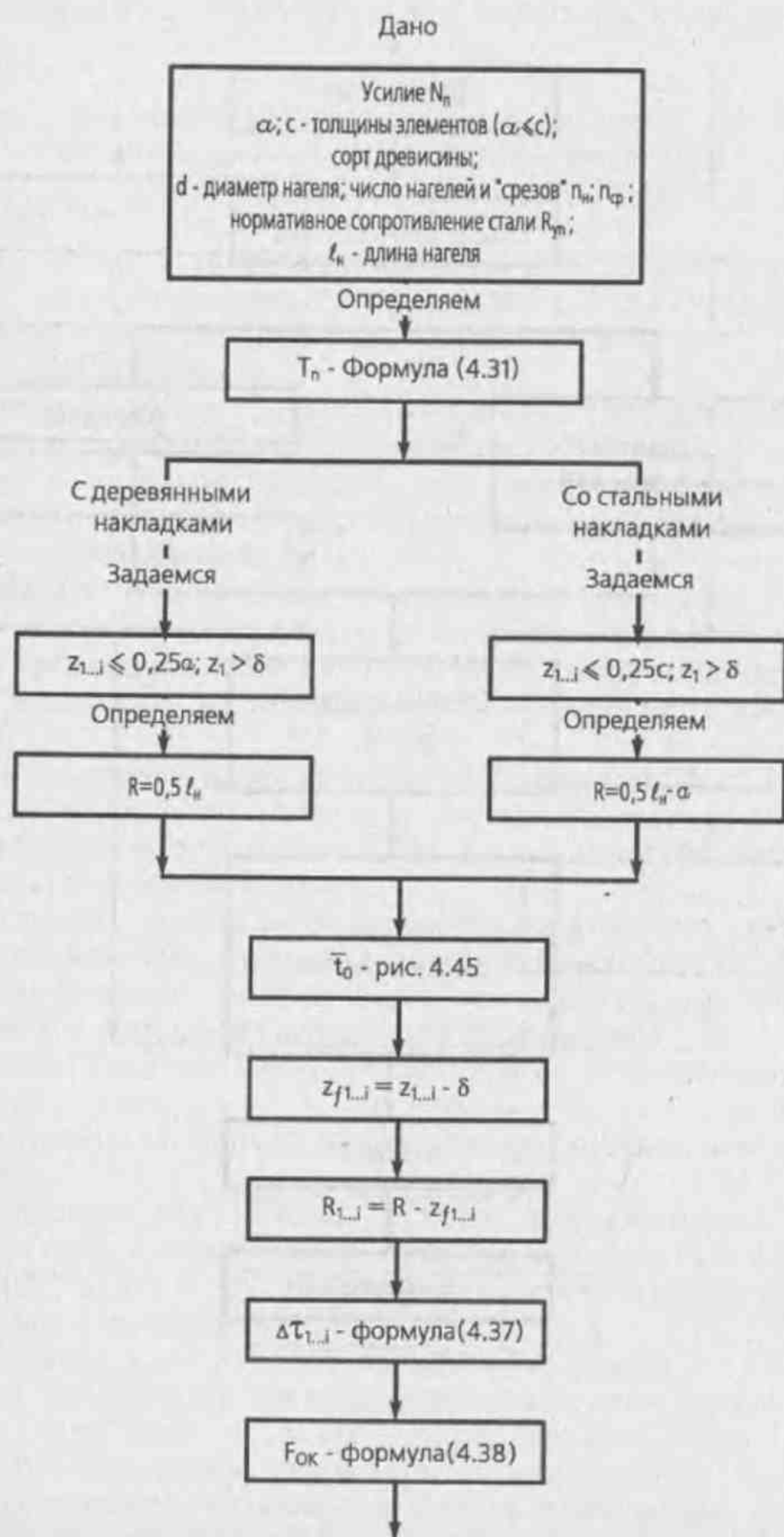


Рис. 4.51. Блок-схема определения времени до наступления предельного состояния односрезных несимметричных и двусрезных симметричных нагельных соединений при пожаре из условия изгиба нагеля

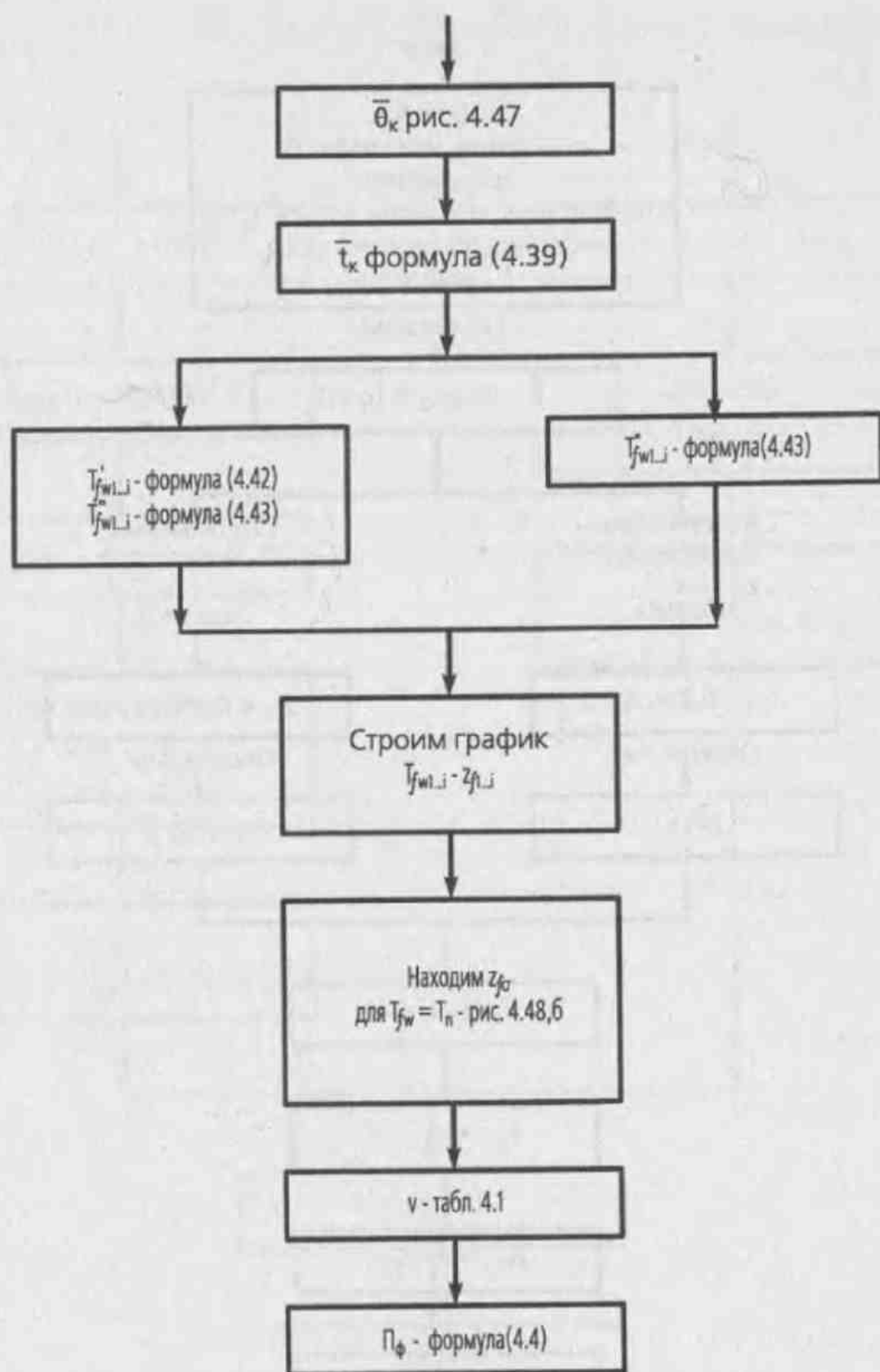


Рис. 4.51. (продолжение) Блок-схема определения времени до наступления предельного состояния односрезных несимметричных и двусрезных симметричных нагельных соединений при пожаре из условия изгиба нагеля

4.5. Огнезащита элементов деревянных конструкций и их узлов

Пожарная опасность деревянных конструкций может быть снижена в результате их огнезащитной обработки пропиточными и окрасочными составами, а также использования защитных конструктивных мероприятий.

Для глубокой пропитки древесины в автоклавах рекомендуется применять водорастворимые составы типа МС 1:1; МС 3:7; ББ-11 [44].

Древесина, пропитанная этими составами, относится к трудногорючим материалам.

Составы МС 1:1 и МС 3:7 не изменяют цвет древесины, однако способствуют снижению ее прочности на 10%, а контакт пропитанной древесины с металлом вызывает его коррозию. Данные составы рекомендуются применять в зданиях с относительной влажностью воздуха в период эксплуатации не выше 80%.

Препарат типа ББ-11 не изменяет цвет древесины, повышает ее прочность на сжатие вдоль волокон и на поперечный изгиб, не вызывает коррозию металла, обладает биозащитными свойствами, безопасен для людей и животных, не препятствует склеиванию и окрашиванию древесины.

Для пропитки древесины способом нанесения на поверхность (погружение, распыление, нанесение кистью) используют составы МС и ПП. Обработанная этими составами древесина относится к группе трудновоспламеняемых материалов.

Состав МС может эксплуатироваться в среде с относительной влажностью выше 80%, придает древесине биостойкость, не вызывает коррозии металла, но снижает способность древесины склеиваться и окрашиваться, а также легко вымывается из древесины.

Состав ПП не обладает биозащитными свойствами, не препятствует окрашиванию древесины, легко вымывается из древесины, без дополнительной влагозащиты может эксплуатироваться только в сухих помещениях.

В качестве окрасочных составов рекомендуется применять покрытия на основе эмали типа ХВ-5169 и органосиликатных композиций типа ОС (ОС-12-01 и ОС-12-03), переводящих древесину в группу трудновоспламеняемых материалов.

Покрытие типа ХВ-5169 обладает хорошими влагозащитными свойствами, эластично и трещиностойко, является быстросохнущим. Покрытие типа ОС обладает малой водонепроницаемостью и теплопроводностью, значительной термо- и морозостойкостью, позволяет защищать древесину от увлажнения. Однако это покрытие имеет низкую механическую прочность и слабую адгезию к древесине.

Глубокая пропитка применяется только для элементов конструкций, выполненных из цельной древесины. Для изготовления клееной

конструкции доски, подверженные глубокой пропитке в антипиренах, трудно склеить, поэтому клееные элементы обрабатываются окрасочными составами и составами для поверхностной пропитки.

С учетом вышесказанного, элементы дощатого каркаса в ограждающих конструкциях обязательно подвергаются глубокой пропитке антипиренами, а клееные ребра должны пройти поверхностную обработку огнезащитными составами.

Огнезащита листов фанеры различными составами мало перспективна из-за ее расклеивания в условиях пожара. С целью удержания фанерных обшивок, приклеенных к каркасу, в проектном положении рекомендуется дополнительно использовать оцинкованные шурупы.

С целью исключения выпадения минераловатного утеплителя в плитах покрытия, защищающего деревянные ребра и верхнюю обшивку от непосредственного воздействия огня, рекомендуется использовать стальные сетки (сетка Рабица или просечно-вытяжная) или полосовую сталь сечением 8х25 мм, обработанные ОЗС-МВ, которые располагаются между утеплителем и нижней обшивкой панели (рис. 4.52). Стальные полосы

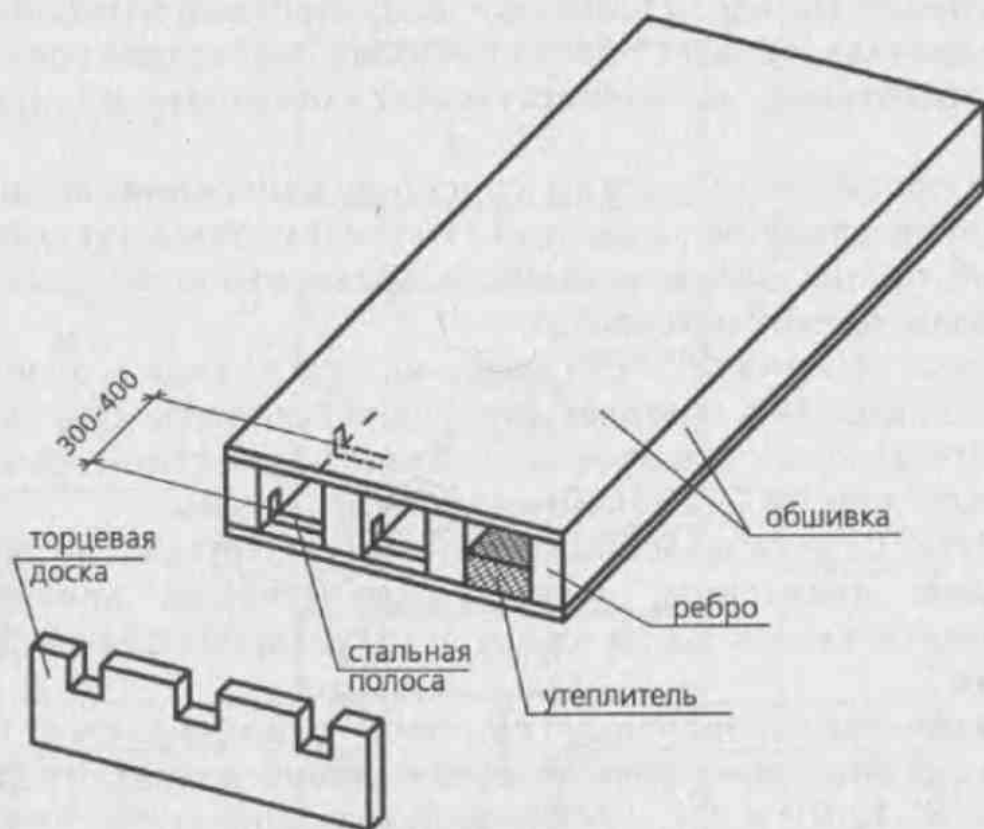


Рис. 4.52. Расположение стальных полос, удерживающих при пожаре минераловатный утеплитель в проектном положении

устанавливаются с шагом 300-400 мм и крепятся к деревянному каркасу шурупами длиной не менее 70 мм, а место крепления должно быть защищено минераловатным утеплителем. Такое решение позволяет обеспечить предел огнестойкости плит покрытий в пределах 0,4-0,5 ч.

Как уже отмечалось, особую опасность в пожарном отношении представляют утепленные ограждающие конструкции, имеющие вентиляционные продухи, способствующие распространению огня по конструкциям. Для уменьшения возможных размеров пожара в зданиях в вентилируемых ограждающих конструкциях должно быть предусмотрено устройство противопожарных диафрагм из несгораемых и трудносгораемых материалов.

Противопожарные диафрагмы в ограждающих конструкциях устраиваются вдоль и поперек здания (рис. 4.53), что позволяет разделить покрытие на отдельные отсеки. Согласно требованиям противопожарных

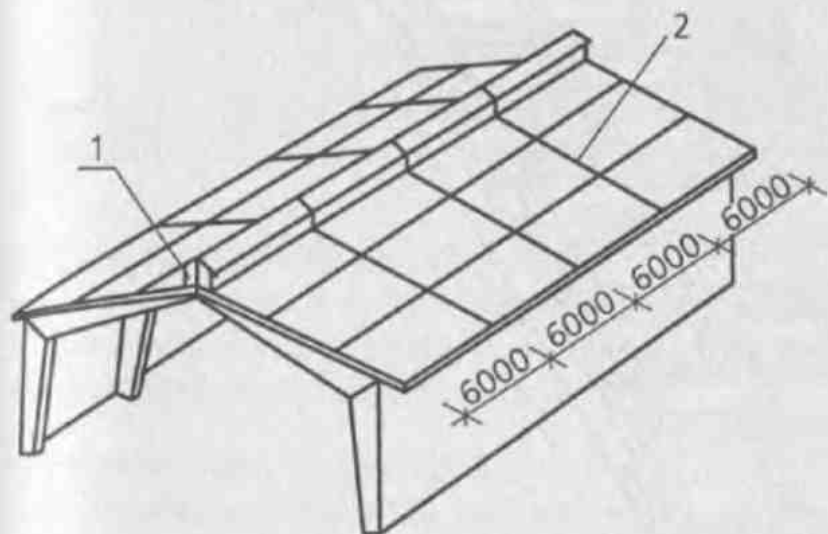


Рис. 4.53. Устройство противопожарных диафрагм в деревянных кровельных покрытиях здания: 1 - продольная диафрагма; 2 - поперечная диафрагма

норм [3] площадь таких отсеков не должна превышать 54 м^2 . В продольном направлении здания диафрагма устанавливается вдоль конька, а в поперечном - вдоль несущих конструкций покрытия с шагом не более 6 м [44]. Конструкция продольной диафрагмы (рис. 4.54,а) выполняется с применением досок, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами, асбестоцементных, цементно-стружечных или гипсоволокнистых листов. Поперечные противопожарные диафрагмы выполняются в стыках ограждающих конструкций с применением минеральной ваты (рис. 4.54,б). Для облегчения устройства противопожарных диафрагм рекомендуется применять ограждающие конструкции, позволяющие организовать вентиляцию в поперечном направлении здания.

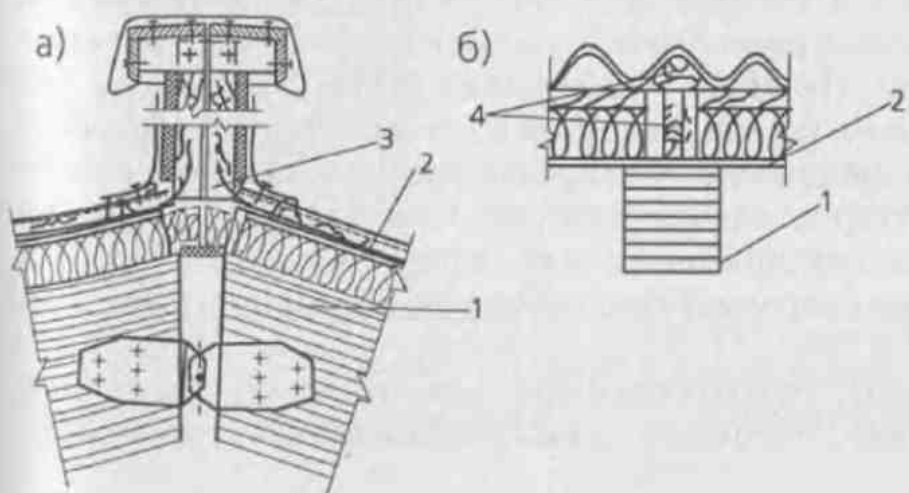


Рис. 4.54. Конструкция противопожарных диафрагм: а - продольных, б - поперечных, 1 - несущая конструкция покрытия, 2 - ограждающая конструкций, 3 - продольная противопожарная диафрагма, 4 - поперечная противопожарная диафрагма

Интересное конструктивное решение плит покрытий размерами 1,5х6 м, снижающее их пожарную опасность, было разработано ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений, а затем использовано при строительстве крытого катка в г.Архангельске. Продольные ребра несущего каркаса плиты (рис. 4.55) сечением 210х75 мм были склеены из

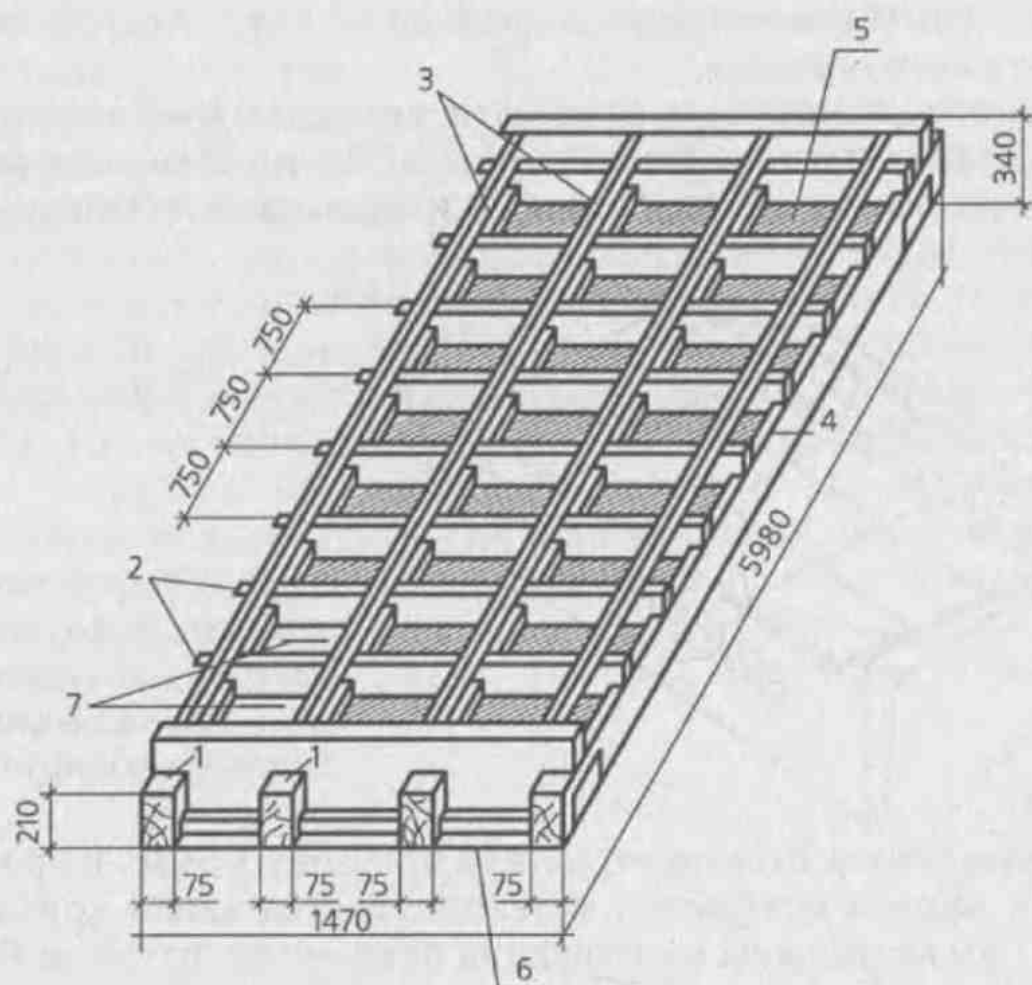


Рис. 4.55. Плита покрытия, разработанная ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений: 1 - продольные ребра, 2 - поперечные ребра, 3 - обрешетка, 4 - продух, 5 - утеплитель, 6 - нижняя обшивка, 7 - стальные полосы

досок толщиной 34 мм и обработаны огнезащитным покрытием ОФП-9 на фосфатной основе. В качестве утеплителя применялись минераловатные плиты толщиной 100-120 мм, уложенные между продольными ребрами. Между нижней обшивкой и утеплителем находились стальные полосы, прикрепленные к продольным ребрам и удерживающие утеплитель в проектном положении. Нижняя обшивка была выполнена из асбестоцементноперлитовых листов, а верхняя из стали. Поперечные ребра в плите, опирающиеся на продольные, позволяли организовать поперечное проветривание конструкции, торцы которой были закрыты глухими диафрагмами. Огневые испытания таких плит, проведенные во ВНИИПО, показали, что конструкция сохраняет свою несущую способность во время пожара в течении 0,75 ч.

Огнезащита балок, изготовленных из цельной древесины выполняется с помощью глубокой или поверхностной пропитки

антипиренами, а клееные балки защищаются окрасочными составами. Клеефанерные балки, наиболее опасные в пожарном отношении, можно защищать минераловатными плитами толщиной 50 мм (рис. 4.56), удерживаемыми в рабочем положении дополнительными слоями фанеры [44]. Такая защита позволяет увеличить предел огнестойкости

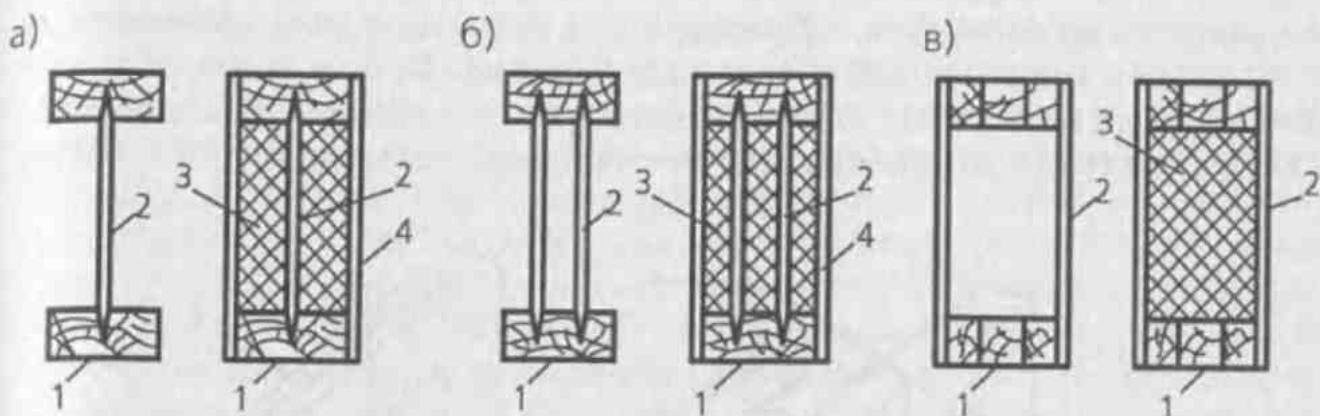


Рис. 4.56. Конструктивная огнезащита клеефанерных балок: а - с одиночной стенкой, б - с двойной стенкой, в - коробчатого сечения, 1 - деревянный пояс, 2 - фанерная стенка, 3 - минераловатная плита на клею, 4 - дополнительные фанерные стенки, удерживающие минераловатные плиты в проектном положении

клефанерных балок до 0,4 ч. Если позволяют условия эксплуатации внутренних помещений здания, более эффективной защитой клееных и клефанерных балок может служить подвесной потолок, выполненный из негорючих или трудносгораемых материалов (рис. 4.57). Применение подвесного потолка также эффективно и для огнезащиты металлодеревянных ферм. В том случае, если условия технологических процессов исключают применение подвесного потолка, деревянные и стальные элементы фермы, а также ее узлы необходимо подвергнуть обработке огнезащитными составами.

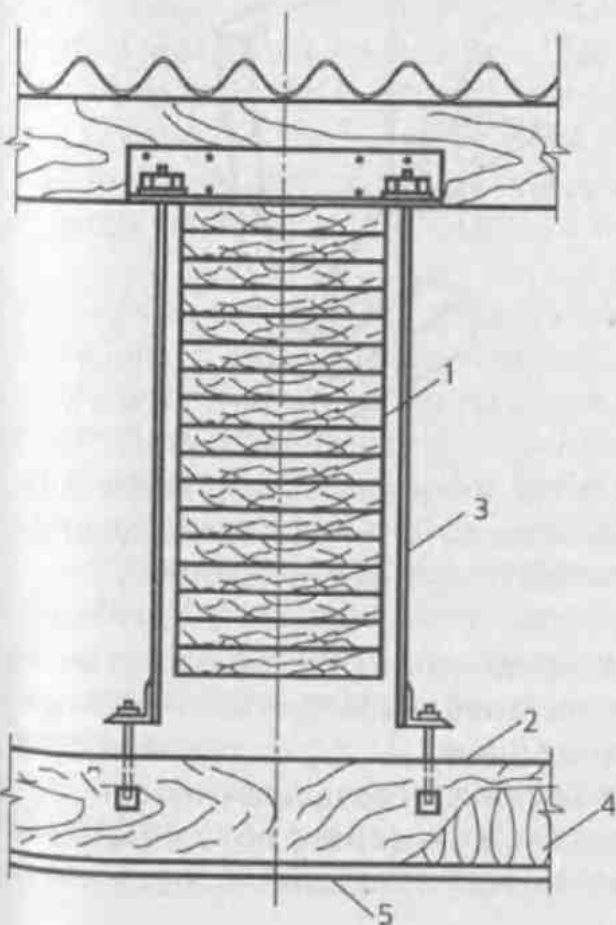


Рис. 4.57. Устройство подвесного потолка: 1 - деревянная балка, 2 - плита подвесного потолка, 3 - хомут (подвеска), 4 - утеплитель, 5 - подшивка

Огнезащита поверхностей деревянных элементов арок и рам выполняется аналогично балкам. Наиболее опасными в пожарном отношении являются узлы таких конструкций, выход которых из строя определяет предел огнестойкости всей конструкции. Стальные детали узлов в арках и рамах отечественного производства, в большинстве случаев, выполняются открытыми. Поэтому они должны быть обработаны огнезащитными составами, эффективность которых определяет несущую способность конструкций в условиях пожара. Кроме этого, несущая способность узлов может быть увеличена за счет применения защитных накладок из трудносгораемых или несгораемых материалов (рис. 4.58,а).

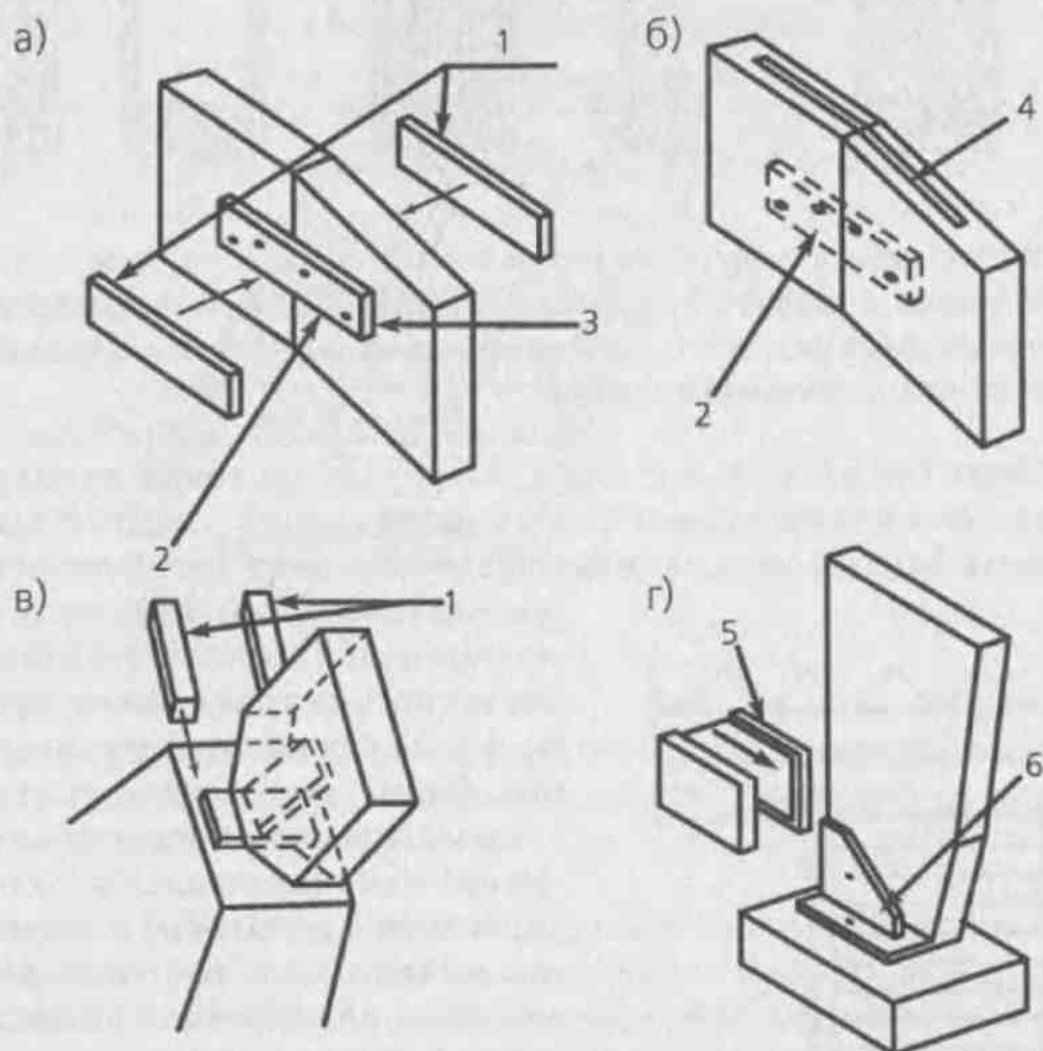


Рис. 4.58. Конструктивная огнезащита узлов клееных деревянных конструкций: а, б - конькового узла, в - опорного узла арки, г - опорного узла рамы; 1 - защитные накладки; 2 - стальная накладка; 3 - прокладка; 4 - прорезы; 5 - защитный чехол; 6 - стальной башмак

Такие накладки, защищающие от непосредственного воздействия огня на стальные детали, могут выполняться из досок толщиной 33-35 мм, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами, и гипсоволокнистых листов, которые крепятся к деревянным элементам гвоздевым забоем. Для предотвращения интенсивного обугливания древесины под стальными соединительными элементами, в узлах между стальной пластиной и

древесиной, можно использовать прокладки из трудногоряемых и негоряемых материалов. Если в узлах используются соединительные элементы в виде накладок из цельной или клееной древесины, они должны быть подвергнуты огнезащитной обработке. Защита опорных и конькового узлов в распорных конструкциях выполняется с помощью огнезащитных чехлов (рис. 4.58, в, г). Используя зарубежный опыт огнезащиты узлов в деревянных конструкциях, рекомендуется устанавливать стальные элементы узлов в шлицах деревянных элементов (4.58, б). Однако, такой способ защиты усложняет изготовление конструкции за счет повышения требований к точности при сверлении отверстий под нагели и выполнении шлица, а также уменьшает размеры расчетного сечения деревянного элемента в зоне узла. Болты в узлах могут устанавливаться в отверстия, диаметр которых на глубине 30-40 мм должен быть на 1-2 мм больше диаметра шайбы. Болты закрываются деревянными пробками. Недостатком такого решения является уменьшение размеров соединяемого деревянного элемента, что способствует снижению несущей способности нагельного соединения.

Стальные затяжки в распорных конструкциях, которые могут подвергаться непосредственному воздействию температуры при пожаре, также должны быть обработаны огнезащитными составами.

Для повышения предела огнестойкости армированных конструкций и соединений с применением стальных стержней, вклеенных в древесину, необходимо, по-возможности, исключить применение таких соединений с открытыми металлическими деталями. Если такие детали существуют, необходимо предусматривать их конструктивную защиту или обработку огнезащитными составами. Термостойкость клеев, применяемых при изготовлении ДКК, может быть повышена за счет введения в их состав различных добавок типа: асбеста, тиокола, вибромолотого песка, а для увеличения термостойкости клеев на эпоксидной основе возможна модификация эпоксидной смолы кремнеорганическими соединениями.

При разработке мероприятий, направленных на снижение пожарной опасности деревянных конструкций, необходимо обращать внимание на огнезащиту связей, обеспечивающих устойчивость как отдельных несущих конструкций и их элементов, так и пространственную жесткость всего здания. Элементы связей в зданиях с применением деревянных конструкций могут выполняться из клееной и цельной древесины, а также из фасонной стали. Деревянные элементы связей подвергаются глубокой пропитке антипиренами или поверхностной обработке огнезащитными составами. Стальные элементы связей, а также узлы крепления деревянных и стальных элементов связей должны быть защищены от непосредственного воздействия на них температуры при пожаре.

При пересечении несущих ДКК покрытия внутренних несущих каменных стен или перегородок, разделяющих помещения с одинаковым температурно-влажностным режимом, а также наружных каменных стен в

неотапливаемых зданиях предусматривается устройство зазоров для проветривания шириной 30-60 мм (рис. 4.59). В целях обеспечения

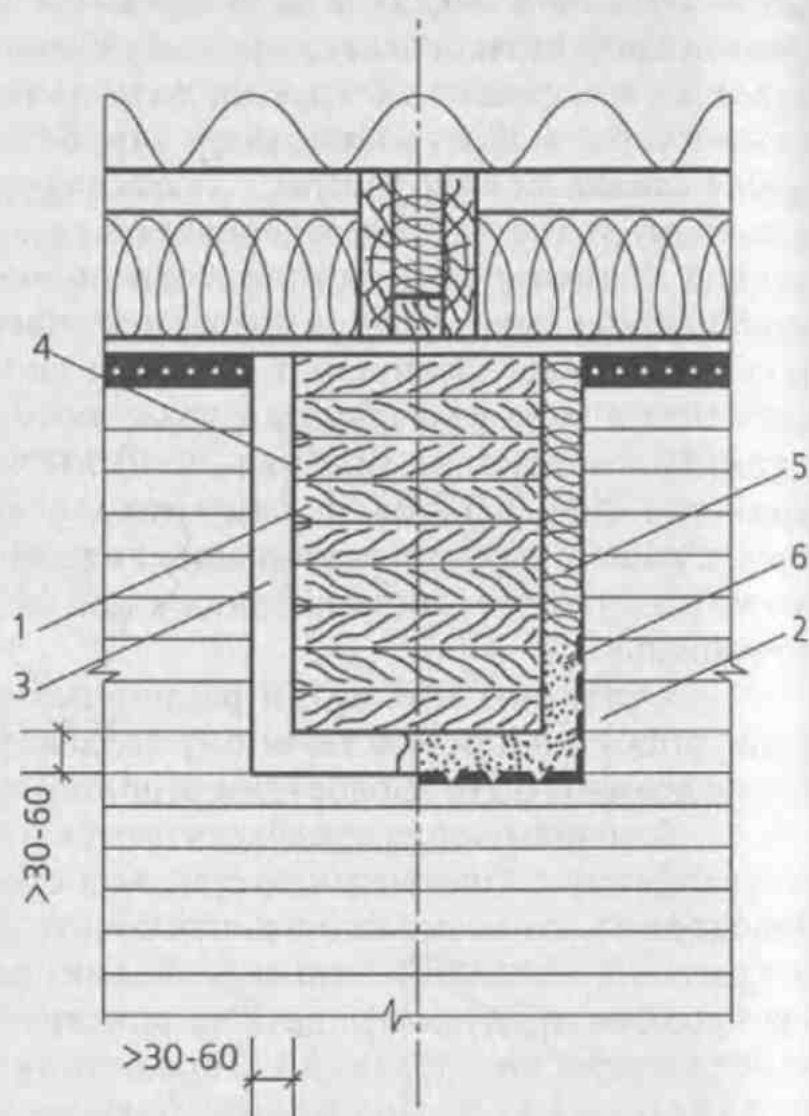


Рис. 4.59. Огнезащита в местах пересечения несущей ДКК с каменной стеной или перегородкой:

1 - несущая ДКК, 2 - стена или перегородка, 3 - воздушный зазор, 4 - влагозащитная обработка или гидроизоляция, 5 - минеральная вата, 6 - нащельник

требований пожарной безопасности разрешается закрывать эти зазоры минеральной ватой или другими биостойкими материалами с обязательной био- и влагозащитной поверхностей деревянной конструкции, находящихся в толще стены или перегородки. Места, заполненные минеральной ватой, закрываются нащельником из негорючих или трудногорючих листовых материалов.

Раздел 5. ОГНЕСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Виды железобетонных конструкций и особенности их поведения в условиях пожара

Железобетон - это технически возможное и экономически целесообразное сочетание двух различных материалов: бетона и стальной арматуры, рационально расположенной в конструкциях для восприятия растягивающих, а в ряде случаев - сжимающих усилий. Бетон, будучи искусственным камнем, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже (в 10-20 раз) - растяжению. Эта особенность бетона наиболее неблагоприятна для изгибаемых и растянутых элементов, широко распространенных в зданиях и сооружениях. Бетонная балка (без арматуры), лежащая на двух опорах и подверженная поперечному изгибу, в одной зоне (нижней), испытывает растяжение, а в другой (верхней) - сжатие. Когда напряжения в растянутой зоне достигнут предельного сопротивления бетона растяжению, образуется трещина и происходит хрупкое разрушение балки задолго до того, как будет использована прочность бетона на сжатие. Несущая способность такой балки ограничена низким сопротивлением бетона растяжению (рис. 5.1,а).

Такая же балка, снабженная арматурой, размещенной в растянутой зоне, обладает более высокой несущей способностью, значение которой выше и может быть до 20 раз больше несущей способности бетонной балки (рис. 5.1,б).

В процессе загрузки рассматриваемая балка будет вначале работать подобно бетонной. После образования трещин в бетоне растянутой зоны балка не разрушится, так как растягивающие усилия будут восприниматься арматурой. Разрушение в этом случае наступит вследствие развития текучести стали и последующего раздавливания бетона сжатой зоны. Опыты показывают, что при эксплуатационных нагрузках, составляющих обычно 0,5-0,7 от разрушающих, напряжения в арматуре не более 250-300 МПа, а прогибы конструкций и ширина раскрытия трещин не превышают допустимых нормами значений [45]. В такой конструкции бетон может быть полностью использован в работе на сжатие, арматура - на растяжение.

В последние годы все более широкое распространение получают арматурные стали, обладающие высокой прочностью (600 МПа и выше). Работа балки, армированной высокопрочной сталью (рис. 5.1,в), принципиально не будет отличаться от работы балки, изображенной на рис. 5.1,б (при одинаковом количестве арматуры). Однако несущая способность ее будет значительно выше. Вместе с тем в такой балке еще до исчерпания несущей способности прогибы (f) и ширина раскрытия трещин (a_{crc})

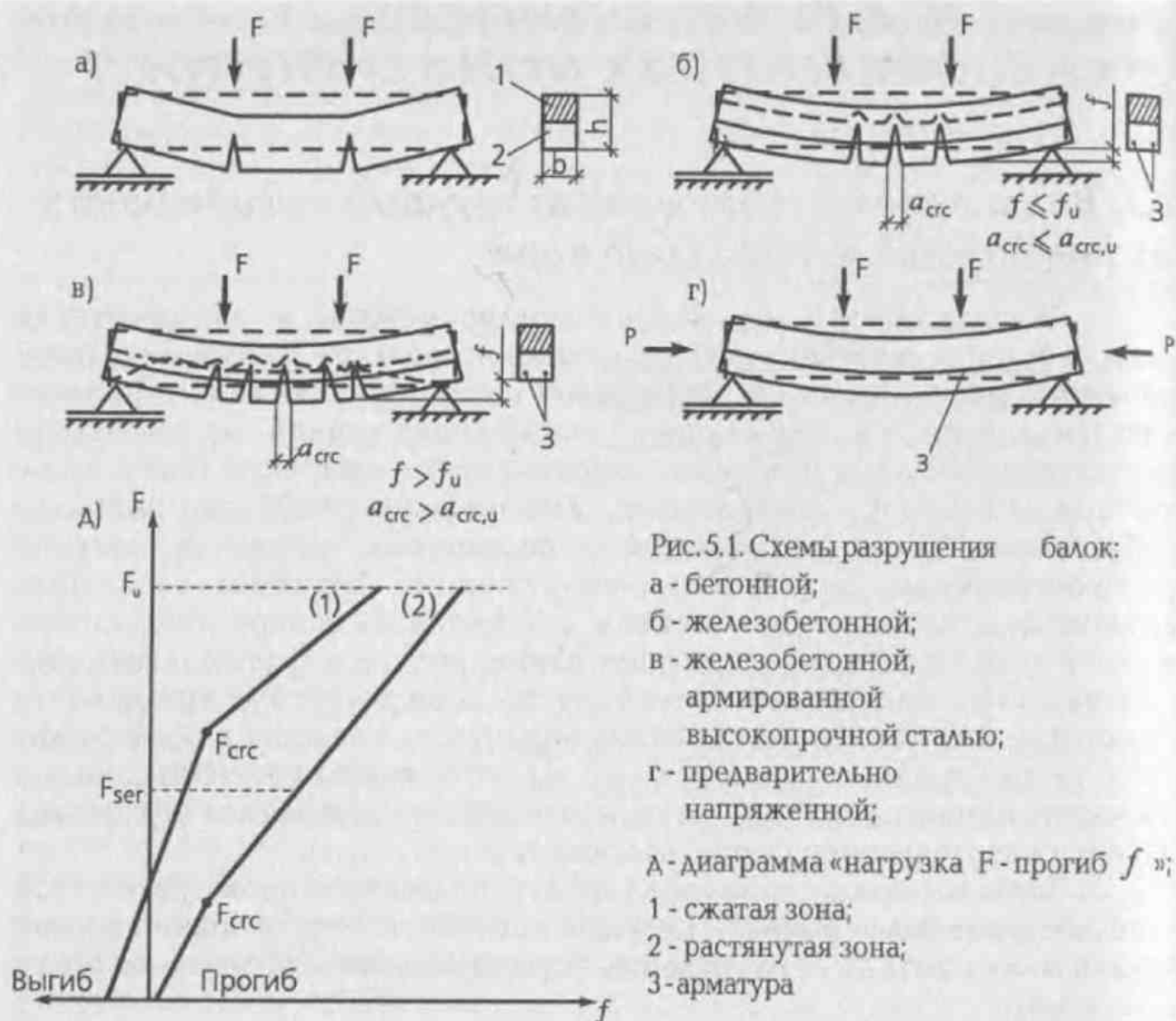


Рис. 5.1. Схемы разрушения балок:

а - бетонной;
б - железобетонной;
в - железобетонной,
армированной
высокопрочной сталью;
г - предварительно
напряженной;

а - диаграмма «нагрузка F - прогиб f »;

1 - сжатая зона;
2 - растянутая зона;
3 - арматура

возрастают настолько, что значительно превышают допустимые в условиях эксплуатации ($f_u, a_{crc,u}$). Это ограничивает применение высокопрочной арматуры в обычных железобетонных конструкциях.

Высокопрочную сталь можно успешно применять в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. Идея предварительного напряжения заключается в том, чтобы предварительно натянуть арматуру и закрепить ее в таком состоянии, а после укладки и твердения бетона отпустить ее. При этом арматура, стремясь сократиться, обжимает бетон. Иначе говоря, предварительно напряженными называют такие железобетонные конструкции, в которых до приложения эксплуатационных нагрузок, в процессе изготовления искусственно создаются значительные сжимающие напряжения в бетоне и растягивающие в арматуре. Начальные сжимающие напряжения создаются, как правило, в тех зонах бетона, которые в последствии под воздействием нагрузки будут испытывать растяжение.

При приложении нагрузки к предварительно напряженной балке (рис. 5.1, г) растянутая зона бетона испытывает растягивающие напряжения

только после погашения начальных сжимающих напряжений. При этом сила F_{cr} , вызывающая образование трещин или ограниченное по ширине их раскрытие, превышает нагрузку, действующую при эксплуатации F_{ser} (рис. 5.1, д). С увеличением нагрузки на балку (1) до предельного разрушающего значения F_u напряжение в бетоне и арматуре достигают предельных значений. В железобетонной балке без предварительного напряжения (2) нагрузка $F_{cr} < F_{ser}$, но разрушающая нагрузка F_u для обеих балок одинаковая.

Таким образом, железобетонные предварительно напряженные конструкции работают под нагрузкой без трещин или с ограниченным по их ширине раскрытием ($F_{ser} < F_{cr} < F_u$), в то время как конструкции без предварительного напряжения эксплуатируются при наличии трещин ($F_{cr} < F_{ser} < F_u$) и при больших значениях прогибов (рис. 5.1, д).

Усиление бетонных элементов арматурой возможно, если обеспечена их совместная работа. Совместная работа бетона и арматурной стали обуславливается выгодным сочетанием физико-механических свойств этих материалов:

при твердении бетона между ним и стальной арматурой возникают значительные силы сцепления, вследствие чего в железобетонных элементах под нагрузкой оба материала деформируются совместно; бетон и сталь обладают близкими по значению коэффициентами линейного температурного расширения ($\alpha_{s,tem} = 12 \cdot 10^{-6}$; $\alpha_{b,tem} = (7-15) \cdot 10^{-6}$, вследствие чего в обычных условиях при изменении температуры до 100°C (от -20 до $+50^\circ\text{C}$) в обоих материалах возникают несущественные начальные напряжения и скольжения арматуры в бетоне не наблюдается; бетон при соблюдении определенных требований (содержание цемента не менее 250 кг/м^3 , обеспечении необходимой толщины защитного слоя и др.) является надежной защитой арматуры от агрессивных воздействий среды, высоких температур и механических повреждений.

Железобетон получил широкое распространение в строительстве благодаря его положительным свойствам: долговечности, огнестойкости, стойкости против атмосферных воздействий, высокой сопротивляемости к динамическим нагрузкам, малым эксплуатационным расходам на содержание зданий и сооружений и др. Вследствие повсеместного наличия крупных и мелких заполнителей, в больших количествах идущих на приготовление бетона, железобетон доступен к применению практически на всей территории страны.

Железобетонные конструкции являются основой современного капитального строительства.

5.1.1. Изгибаемые элементы. Конструктивные особенности. Поведение изгибаемых элементов в условиях пожара

Наиболее распространенными изгибаемыми элементами являются плиты и балки, которые могут быть самостоятельными конструкциями или входить в состав сложных конструкций и сооружений (ребристые перекрытия, элементы каркасов сооружений и т.п.).

Плиты - плоские элементы, толщина которых h_n значительно меньше длины ℓ_n и ширины b_n .

Балки - изгибаемые элементы, длина которых ℓ значительно больше поперечных размеров h и b .

С использованием плит и балок выполняют плоские перекрытия и покрытия, сборные и монолитные, а также сборно-монолитные (рис. 5.2.).

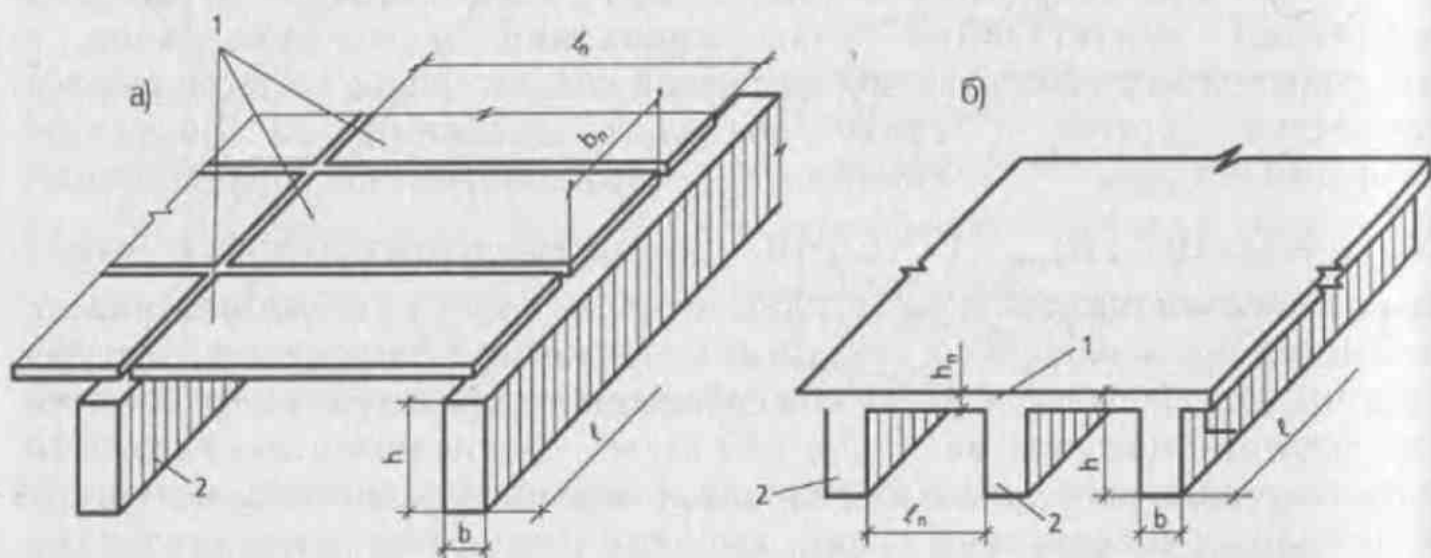


Рис. 5.2. Схемы перекрытий из железобетонных изгибаемых элементов: а - сборное; б - монолитное; 1 - плиты; 2 - балки

5.1.1.а. Плиты

Плиты могут быть сплошными гладкими и ребристыми, а по числу пролетов - однопролетными и многопролетными.

Плиты в монолитных конструкциях выполняют толщиной кратной 10 мм, но не менее: для покрытий - 40 мм, а для междуэтажных перекрытий гражданских и промышленных зданий соответственно - 50 мм и 60 мм. При этом наименьшая толщина плиты должна удовлетворять требованиям прочности и жесткости. Минимальная толщина сборных плит (25-35 мм)

определяется из условия обеспечения требуемой толщины защитного слоя бетона и условий расположения арматуры по толщине плиты. Армируют плиты сварными сетками, состоящими из стержней, расположенных в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Если рабочая арматура нужна только в одном направлении, то арматура второго направления играет роль распределительной и монтажной.

Сетки укладывают в плитах таким образом, чтобы стержни их рабочей арматуры располагались вдоль пролета и воспринимали растягивающие усилия, возникающие в конструкциях при изгибе под нагрузкой, в соответствии с эюрой изгибающих моментов. Поэтому в пролетах плит сетки размещают понизу, а в многопролетных плитах также и поверху, над промежуточными опорами. Армирование сетками многопролетных плит может быть непрерывное и раздельное. На рисунках 5.3 и 5.4 показано армирование однопролетной плиты и варианты армирования многопролетных плит.

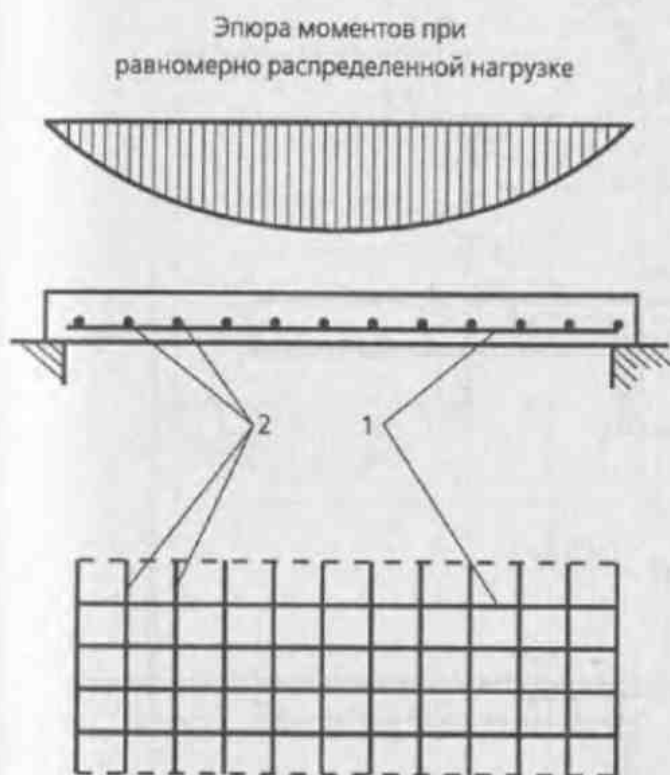


Рис. 5.3. Армирование однопролетной свободно опертой плиты и эюра моментов при равномерно распределенной нагрузке:

1 - стержни рабочей арматуры;
2 - стержни распределительной арматуры

Диаметр рабочей арматуры плит принимают 3-12 мм, монтажной (распределительной) - 4-8 мм. Площадь рабочей арматуры определяют расчетом, а монтажной арматуры - по конструктивным соображениям, но при этом площадь ее сечения должна составлять не менее 10% от расчетной площади сечения рабочей арматуры, поставленной в месте наибольшего изгибающего момента.

Рабочую арматуру располагают с шагом 100-200 мм, при этом защитный слой для нее принимают не менее 10 мм, а в плитах толщиной ≥ 100 мм - не менее 15 мм. Защитный слой бетона для рабочей арматуры

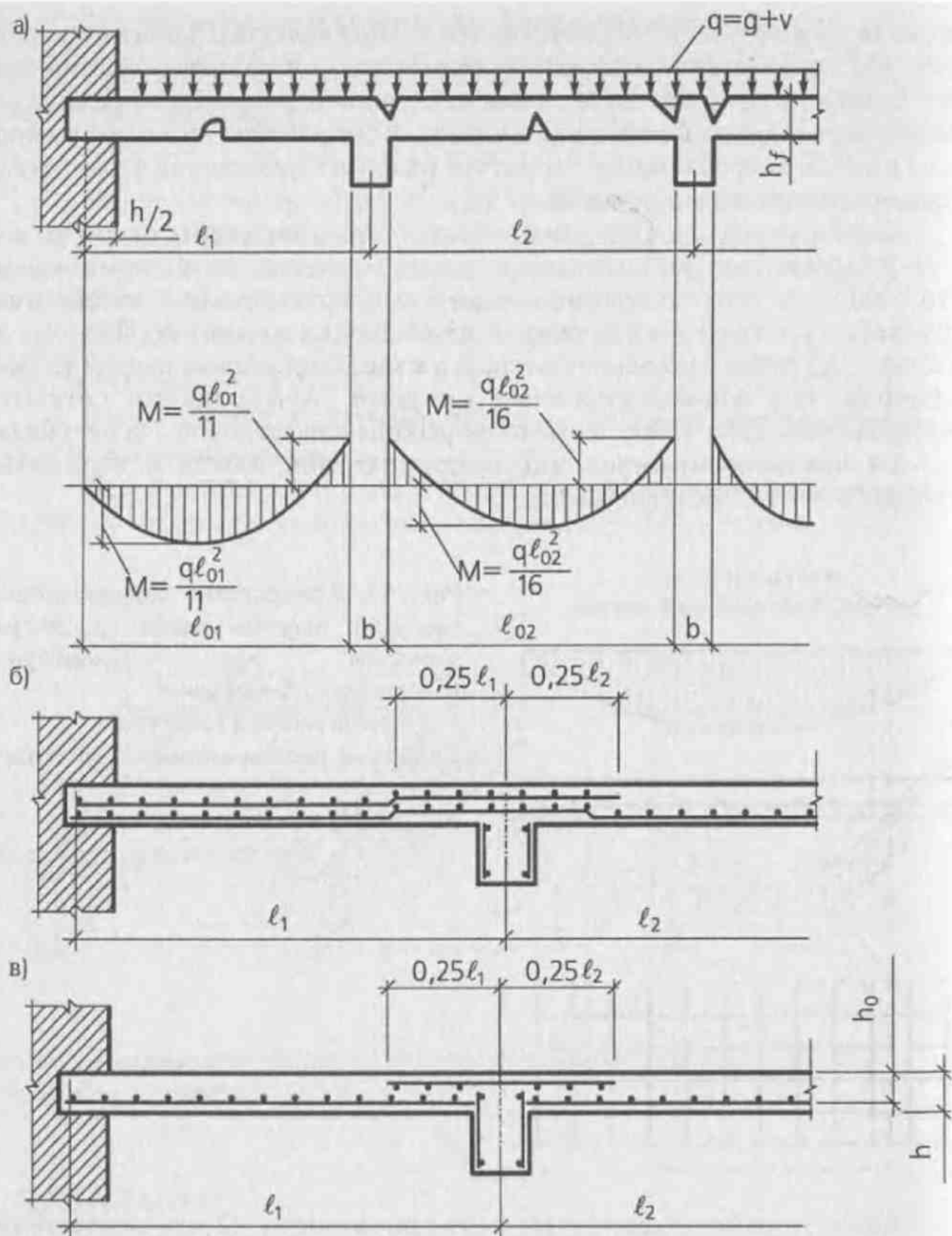


Рис. 5.4. Армирование монолитных балочных плит: а - эпюра моментов с учетом перераспределения усилий; б - непрерывное армирование; в - раздельное армирование

должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и других воздействий. Шаг монтажной арматуры - 250-300 мм, но не более 350 мм.

Распределительная арматура устанавливается для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь.

Плиты в составе конструктивных элементов в зависимости от отношения сторон опорного контура ℓ_2 / ℓ_1 могут быть балочными, когда $\ell_2 / \ell_1 > 2$ и опертыми по контуру, когда отношение $\ell_2 / \ell_1 < 2$ (рис. 5.5, а, б).

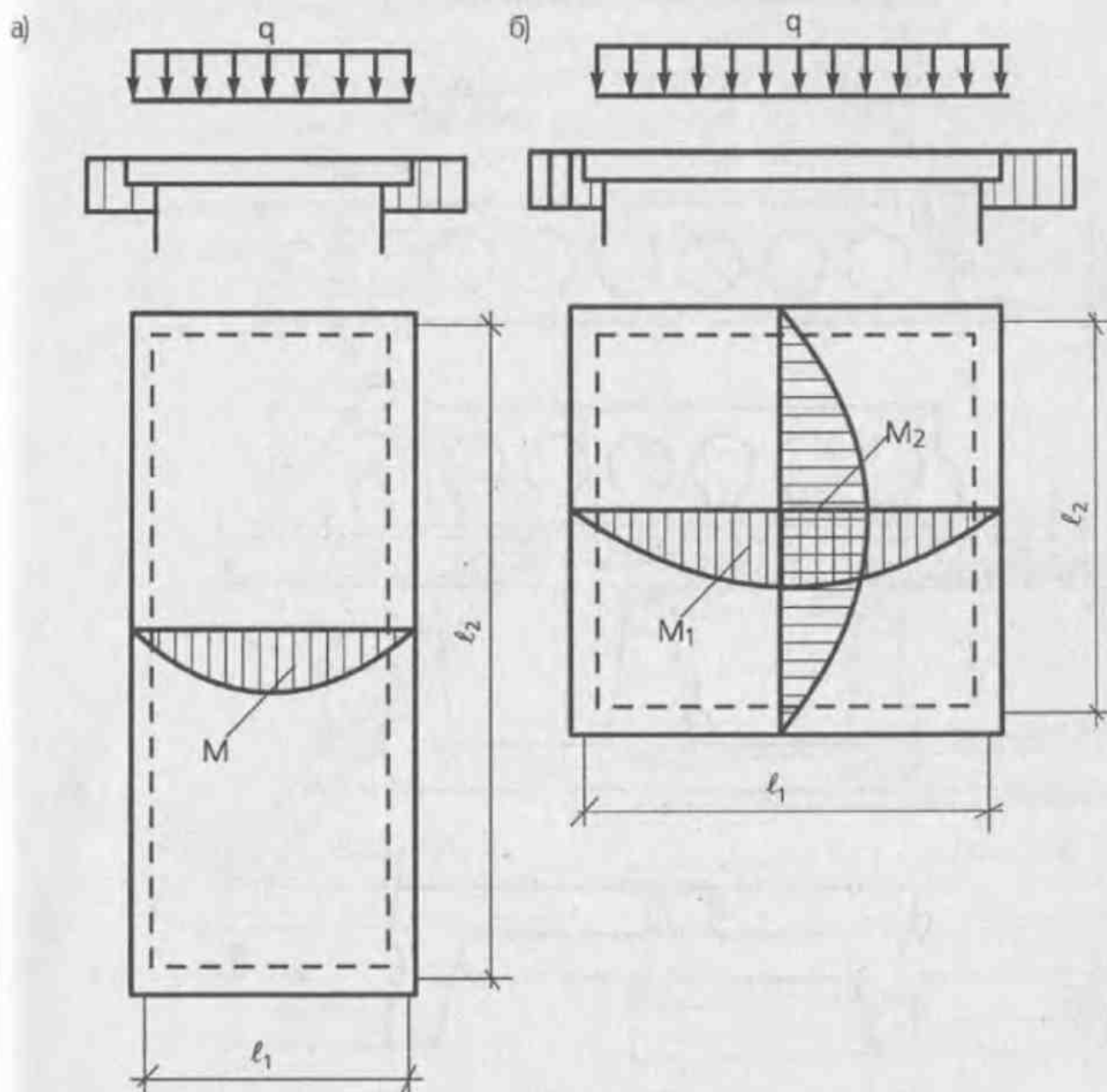


Рис. 5.5. Схемы плит, работающих на изгиб:

а - балочная в одном коротком направлении; б - опертая по контуру в двух направлениях

Балочные плиты работают на изгиб в направлении меньшей стороны, а изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его небольшой величины пренебрегают.

...по контуру, работаю на изгиб в двух направлениях, с перекрестной рабочей арматурой.

Плиты по форме поперечного сечения изготавливаются с круглыми, вертикальными и реже с овальными пустотами, ребристыми с ребрами вверх или вниз, сплошными (рис. 5.6).

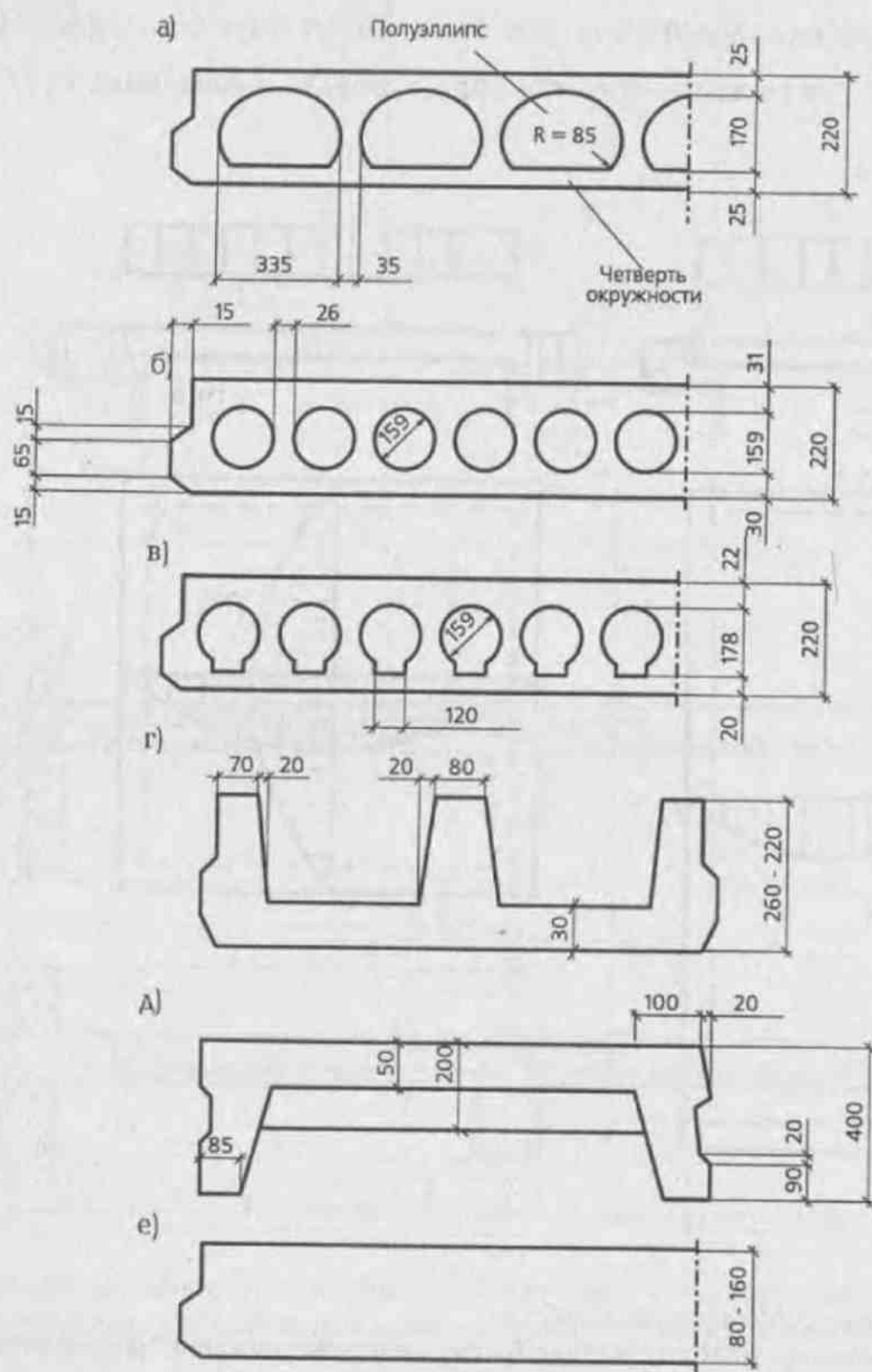


Рис. 5.6. Формы поперечного сечения плит перекрытий: а - с овальными пустотами; б - с круглыми пустотами; в - с вертикальными пустотами; г - ребристые с ребрами вверх; д - ребристые с ребрами вниз; е - сплошные

Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность по наклонному сечению.

В плитах с пустотами минимальная толщина полок 25-30 мм, ребер 30-35 мм. В качестве типовых приняты сборные плиты перекрытий с круглыми пустотами. Наибольшая длина стандартных плит - 6,28 м, наименьшая - 2,38 м, наибольшая ширина - 1,59 м, наименьшая - 0,99 м. Между наибольшими и наименьшими размерами устанавливается ряд промежуточных размеров. Высота плит принята $h = 220$ мм. Пустоты круглого сечения приняты диаметром 159 мм (рис. 5.6,б).

Продольную рабочую арматуру размещают по всей ширине нижней полки сечения пустотных плит. В многопустотных плитах расстояние между продольными стержнями должно быть не более 100 мм. Поперечные стержни объединяются с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещаются в ребрах плит. Плоские сварные каркасы в плитах с круглыми пустотами могут размещаться только в опорных участках, через одно-два ребра. Конструкция многопустотной плиты перекрытия показана на рис. 5.7.

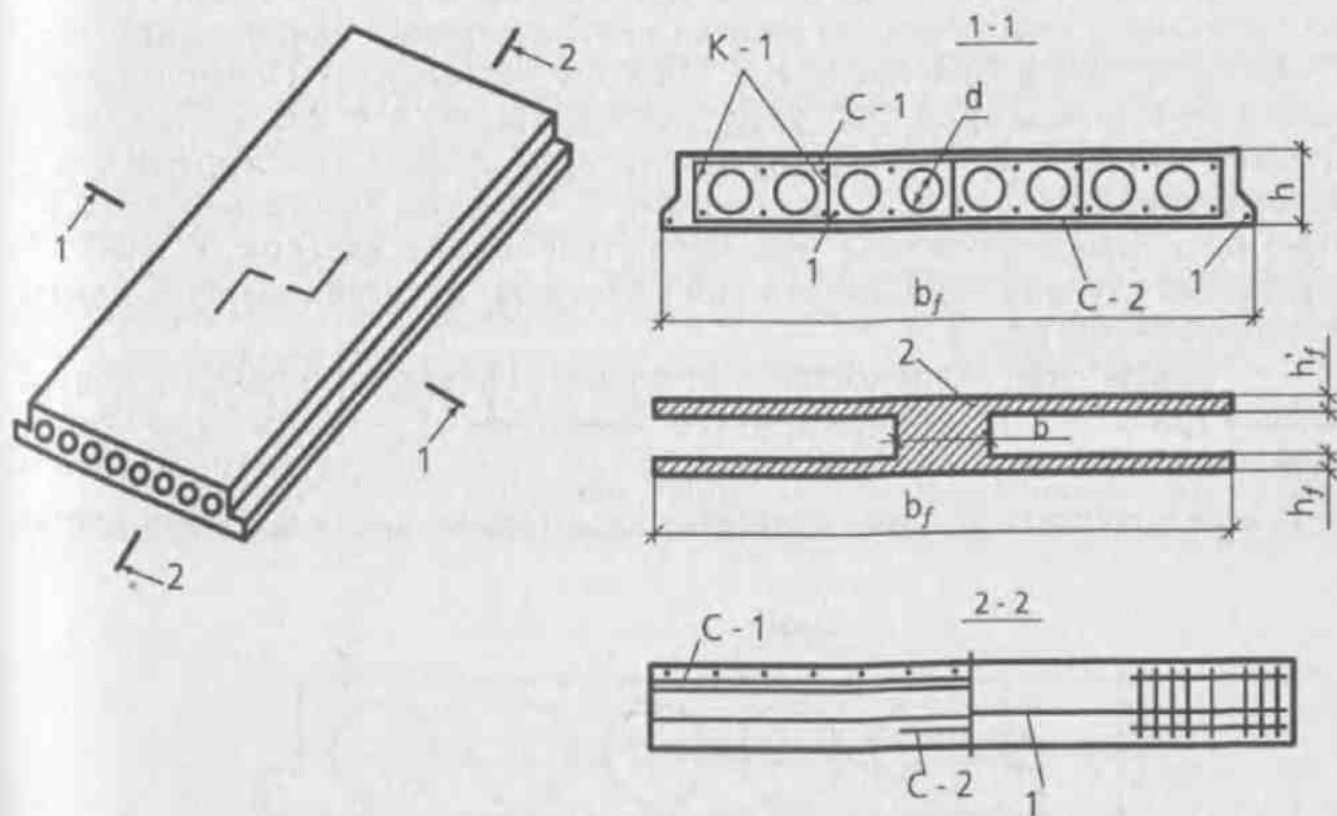


Рис. 5.7. Конструкция сборной многопустотной панели перекрытия 1-напрягаемая арматура; 2-расчетное сечение

Плиты длиной 6 м и более изготавливаются предварительно напряженными. Предварительно напряженная арматура не входит в каркас, т. е. расположена отдельно.

В зависимости от пролета и площади сечения рабочей арматуры расчетная нагрузка составляет от 4,5 кПа (450 кгс/м²) до 8 кПа (800 кгс/м²), а в отдельных случаях плиты рассчитываются на большие нагрузки.

Сплошные плиты, опирающиеся на две противоположные стороны, работают как простые балочные плиты и имеют рабочую арматуру в одном направлении.

Более экономичны плиты, опертые по контурам, работающие в двух направлениях (рис. 5.5). Рабочая арматура таких плит располагается в обоих направлениях. Величина изгибающего момента в квадратной плите от равномерно распределенной нагрузки составляет $M = q\ell^2 / 24$, т.е. в три раза меньше момента $M = q\ell^2 / 8$ балочной плиты такого же пролета.

Сплошные плиты без предварительного напряжения армируются обычно сварными сетками. Толщина сплошных плит не должна быть меньше 8 см. При размерах плит длиной более 4,5 м плиты должны изготавливаться предварительно напряженными. Плиты из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях армируются продольной напрягаемой арматурой и сварными сетками.

Для перекрытий общественных зданий, учитывая их специфику, разработан ряд конструкций предварительно напряженных плит. К этим конструкциям, в частности, относятся многопустотные плиты, плиты типа ТТ, коробчатые и ребристые плиты. Многопустотные плиты обычно имеют пролеты 9 и 12 м, ширину 990, 1120, 1490 мм, высоту $h = 300$ мм и диаметр круглых пустот 219 мм (рис. 5.8). Плиты армируются как стержневой и проволоочной арматурой, так и канатами К-7. Плиты изготавливаются из обычного тяжелого бетона или керамзитобетона классов В25-В40. В отдельных случаях, в частности для г.Москвы, изготавливаются плиты высотой $h = 400$ мм.

Плиты типа ТТ представляют собой две тавровые балки с общей полкой (рис. 5.9). Полка армируется сварными арматурными сетками, которые учитывая ее малую толщину (до 5 см), могут размещаться в середине толщины h'_f , что упрощает арматурные работы. Ребра плиты

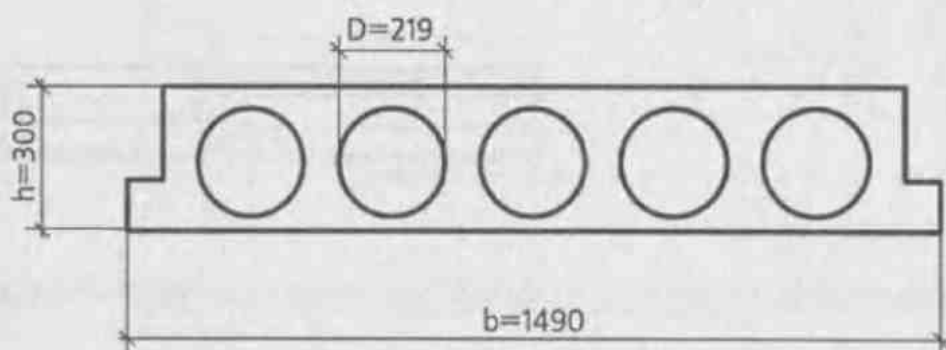


Рис. 5.8. Схема многопустотной плиты перекрытия для общественных зданий

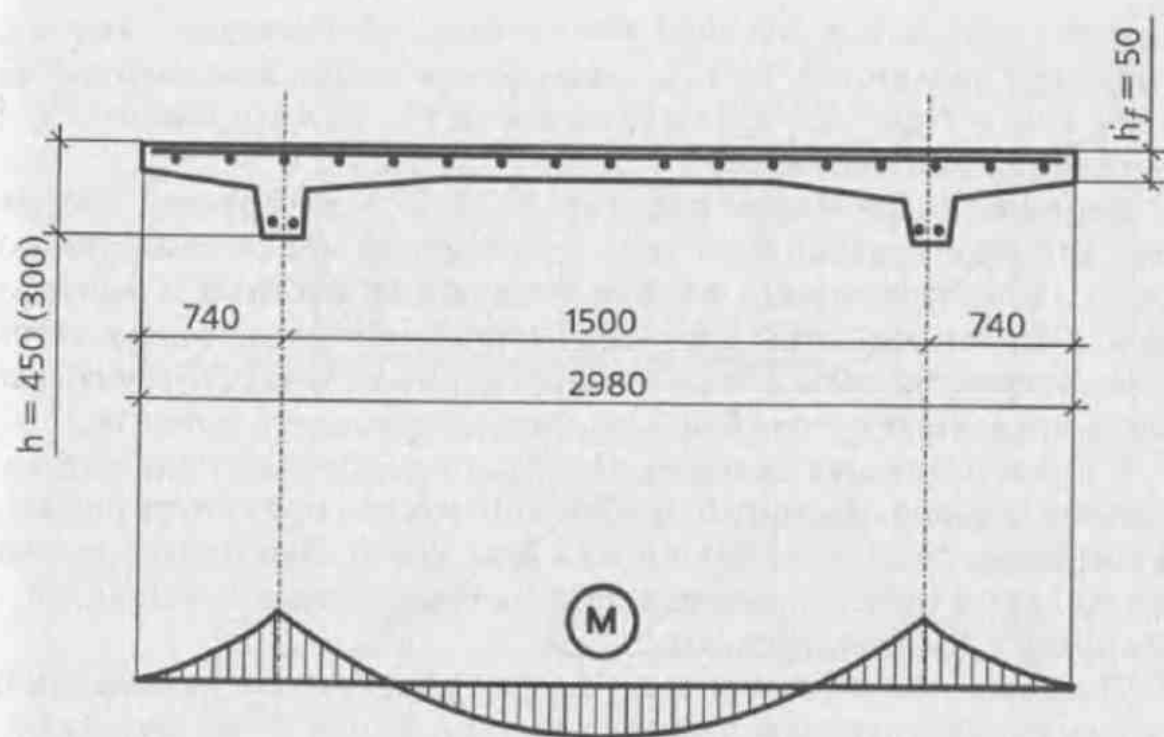


Рис. 5.9. Схема плиты ТТ 87-30-16

рассчитываются как разрезные балки таврового сечения с предварительно-напряженной арматурой. Плиты изготавливаются с пролетами 9, 12 и 15 м. На рис. 5.9 изображена плита марки ТТ 87-30-16 с поперечными ребрами под нагрузку 16 кПа (1600 кгс/м²) и 25 кПа (2500 кгс/м²) с номинальным пролетом $L = 9$ м, изготавливаемые из бетона класса В30.

Плиты коробчатого сечения - тонкостенные длинномерные элементы с пустотами прямоугольного сечения (рис. 5.10). Такая форма пустот делает эти плиты по расходу материалов более экономичными, чем плиты с круглыми пустотами. Кроме того, такие пустоты могут быть использованы для коммуникаций и воздуховодов.

Высота плит h не превышает 500 мм. Толщина стенок — до 70 мм, верхней полки от 35 до 50 мм, нижней 30-35 мм. Ширина плит в

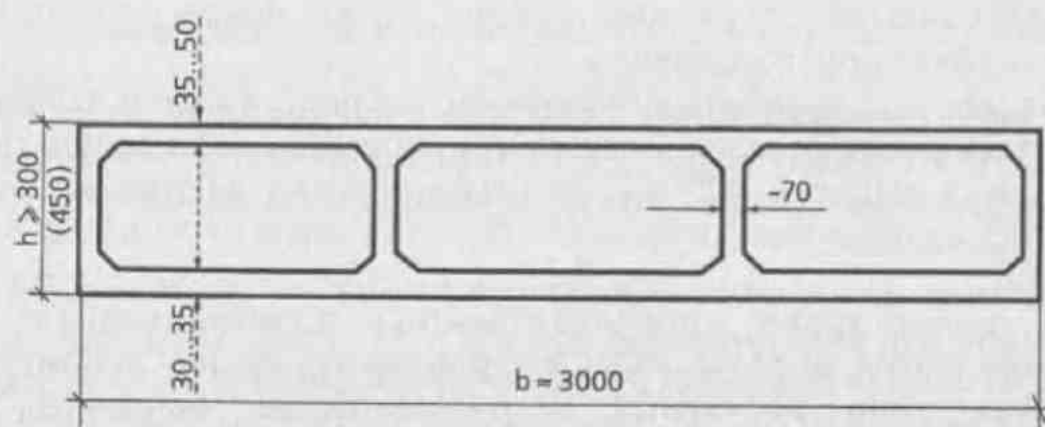


Рис. 5.10. Схема плиты коробчатого сечения

зависимости от числа пустот может быть различной. Эти плиты изготавливают пролетом 9, 12, 15 м. Они рассчитываются на нагрузку от 4,5 кПа (450 кгс/м^2) до 12,5 кПа (1250 кгс/м^2) с арматурой А-V и К-7, расположенной в нижних вутах.

Верхняя полка плиты рассчитывается и армируется сварными сетками как неразрезная балочная монолитная плита. Нижняя полка армируется конструктивно с учетом возможных местных и монтажных нагрузок. Диаметр арматуры и толщина стенок определяются расчетом на действие поперечной силы, а также в необходимых случаях рассчитывается прочность наклонных сечений на действие изгибающего момента.

В промышленных зданиях поверхность потолка не обязательно должна быть гладкой, поэтому в перекрытии можно применять ребристые плиты с верхним расположением полки (рис. 5.6, д). Эти плиты состоят из двух продольных ребер, соединяющей их горизонтальной полки и, при ширине более 1,3 м, - поперечных ребер.

Толщина полки из условия сопротивления продавливанию от сосредоточенной нагрузки принимается не менее 5 см. Эта толщина достаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок при ширине плиты до 1,3 м. В этом случае полка работает в одном направлении как балочная плита. При большей ширине плиты, т.е. при увеличении пролета полки, эта толщина может оказаться недостаточной. Чтобы не увеличивать толщину полки, а следовательно, и вес плиты, вводятся поперечные ребра. В этом случае полка, опираясь на продольные и поперечные ребра, работает как плита, опертая по контуру, и ее несущая способность значительно повышается.

Полка армируется стандартными сетками. В местах примыкания к ребрам, для восприятия опорных моментов, устанавливаются дополнительные сетки. Ребра плиты армируются поперечной и продольной арматурой. В большинстве случаев продольная арматура — напрягаемая и, следовательно, не связана с каркасом. В плитах без предварительного напряжения продольная арматура сваривается с поперечной арматурой, образуя каркас.

При опирании на ригели прямоугольного сечения полка в торцах имеет уширение. При опирании на полки ригелей в плите предусматриваются торцевые ребра для более равномерного распределения опорного давления.

На рис. 5.11 показано армирование ребристой плиты перекрытия с поперечными ребрами вниз. Такая плита шириной 1485 мм, номинальной длиной 6 м и высотой 400 мм, разработана для нагрузок до 25 кПа (2500 кгс/м^2). Конструкция ребристой сборной панели перекрытия показана на рис. 5.12.

В перекрытиях производственных зданий находят также применение плиты, используемые в перекрытиях общественных зданий, при соответствии расчетных нагрузок, сетке колонн и других конструктивных деталей.

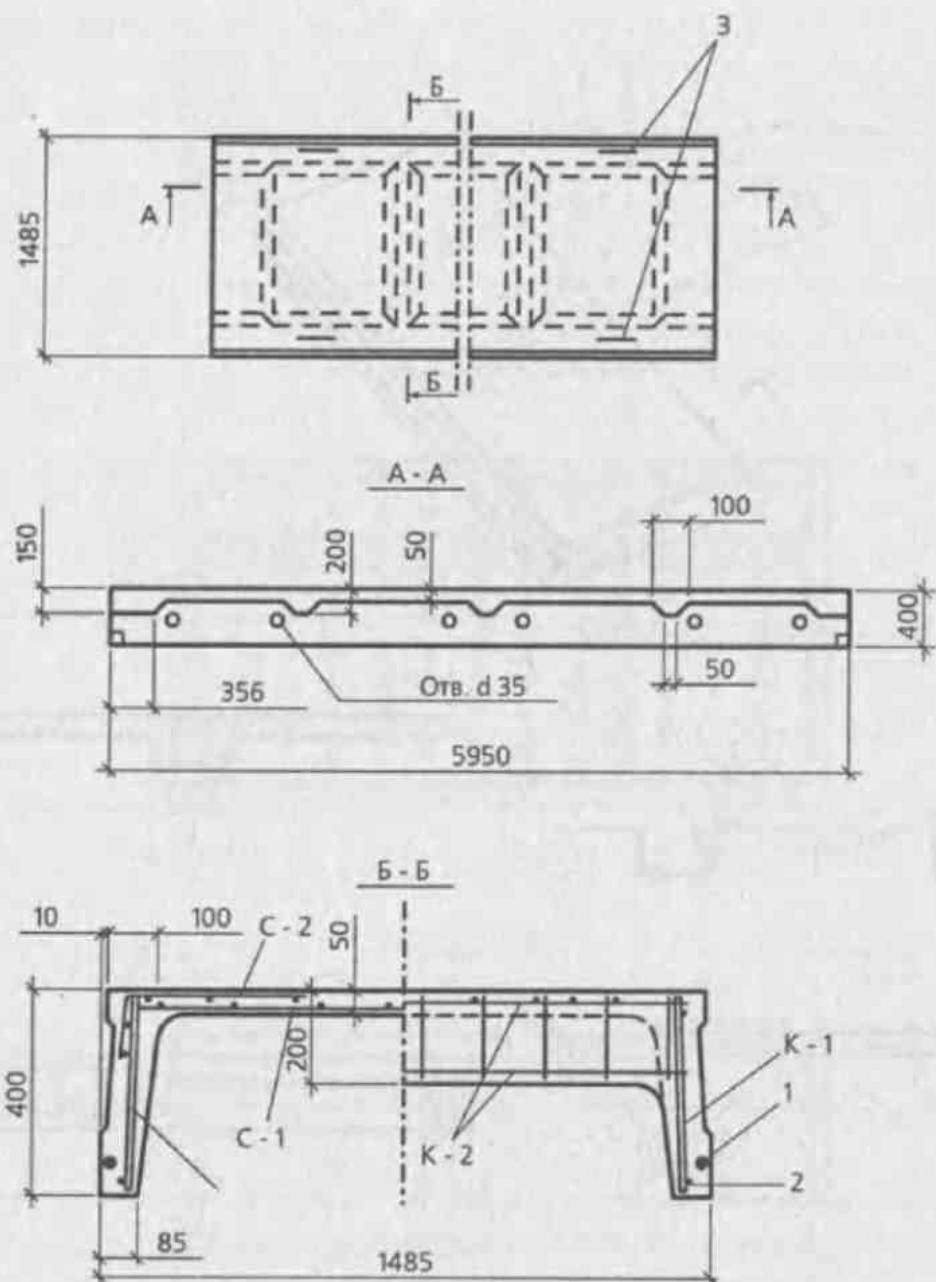


Рис. 5.11. Армирование ребристой плиты перекрытия: 1 - напрягаемая арматура; 2 - ненапрягаемая арматура; 3 - петли для подъема; 4 - поперечная арматура (хомуты)

Балочные плиты широко применяются в монолитных ребристых перекрытиях, которые состоят из второстепенных балок, главных балок и плит, которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию. Плита опирается на второстепенные балки, второстепенные балки — на главные балки, опорами которых служат колонны и стены (рис. 5.13,а).

Пролет плиты $\ell = 1,5 - 3$ м. Для расчета балочных плит выделяют полосу шириной 1 м (рис. 5.13, б,в) и рассматривают ее как неразрезную балку, опертую на второстепенные балки и наружные стены. Расчет плиты производят с учетом перераспределения усилий, принимая в первом

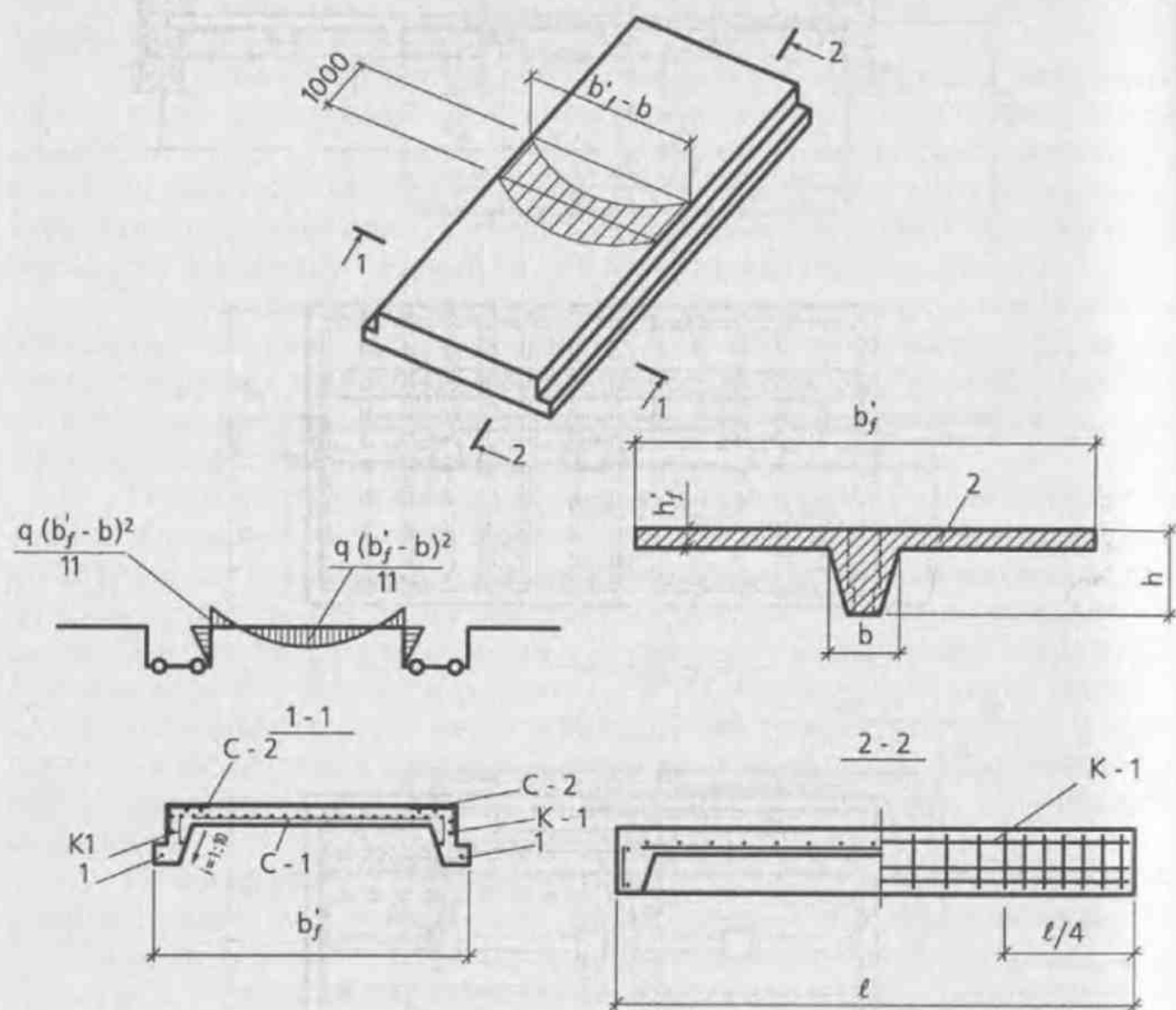


Рис. 5.12. Конструкция сборной ребристой панели перекрытия:

1 - напрягаемая арматура; 2 - расчетное сечение

пролете и на первой промежуточной опоре $M = q\ell_{01}^2 / 11$, а в пролетах и на средних опорах $M = q\ell_{02}^2 / 16$ (рис. 5.4).

В монолитных ребристых перекрытиях применяются и плиты, опертые по контуру. Существует два вида таких плит. В перекрытиях первого вида балки располагаются по осям колонн с шагом 4-6 м (рис. 5.14,а). Соотношение сторон плит 1-1,5. Перекрытия второго вида, называемые кессонными, отличаются более частым расположением балок, отсутствием промежуточных колонн и малыми размерами плит (≤ 2 м) (рис. 5.14,б).

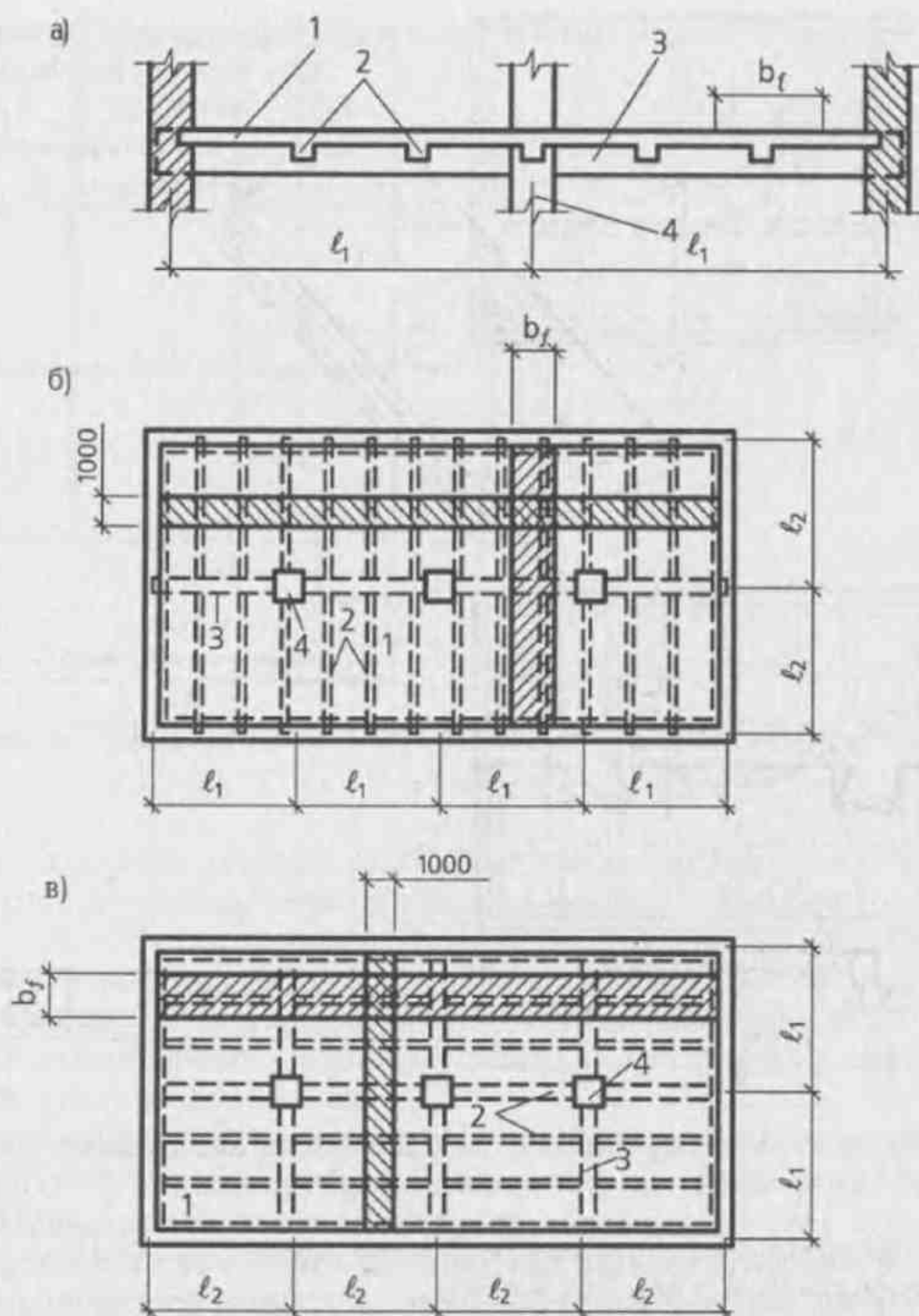


Рис. 5.13. Конструктивные схемы монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами: 1 - плита; 2 - второстепенная балка; 3 - главная балка; 4 - колонна

В безбалочных перекрытиях плиты непосредственно опираются на капители колонн (рис. 5.15, а, б). В сборных безбалочных перекрытиях надколонные панели идут в двух взаимно перпендикулярных направлениях, соединяются с капителью сваркой закладных деталей. Пролетная плита опирается на полки надколонных панелей и работает как плита, опертая по контуру.

В монолитных безбалочных перекрытиях гладкая плита опирается через капители на колонны.

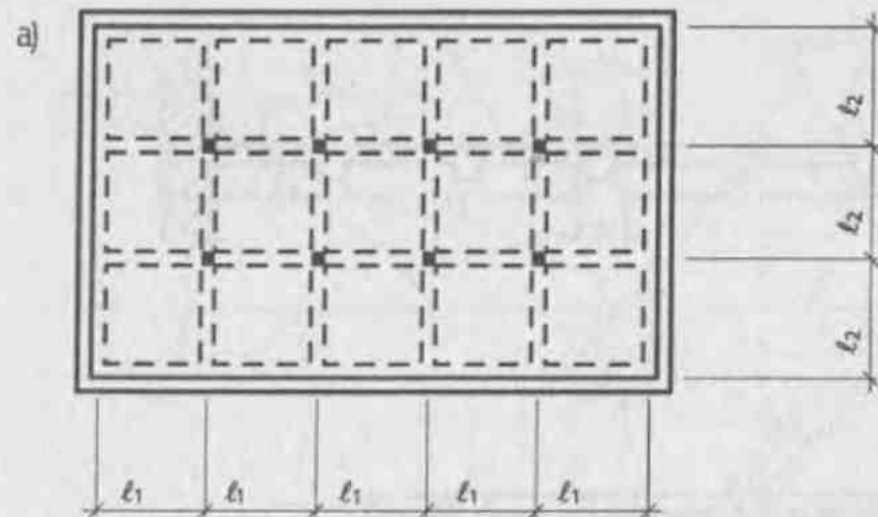
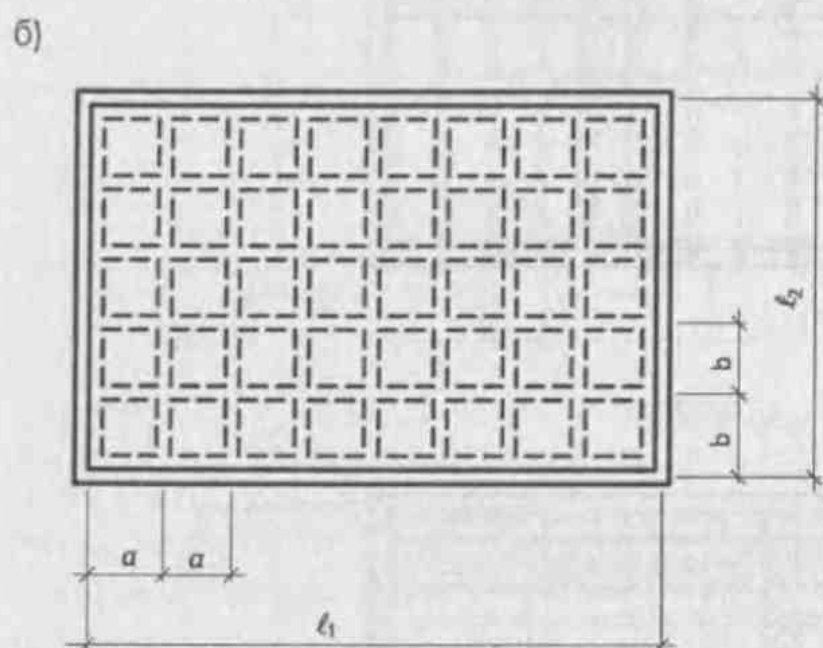


Рис. 5.14. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру.

а - с соотношением сторон $1 \div 1,5$;
б - кессонные



Рассматривая армирование различных видов плит, необходимо обратить внимание на поперечное армирование. В нормативных документах [45] указывается, что в сплошных плитах независимо от высоты, в многопустотных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой менее 300 мм и в балочных конструкциях высотой менее 150 мм допускается поперечную арматуру не устанавливать. Однако в [46] заложены рекомендации, касающиеся поперечного армирования как изгибаемых плоских элементов (п. 3.2.2.7), так и свободно опертых массивных и особенно тонкостенных изгибаемых стержневых элементов (в том числе балок, ригелей и прогонов сплошного сечения шириной менее 16 см) (п. 3.2.2.14). В рекомендациях указывается, что эти конструктивные элементы с целью исключения в период огневого воздействия возможной опасности их хрупкого разрушения по наклонным сечениям должны быть обязательно армированы на приопорных участках сварными вертикальными каркасами длиной не менее $1/4$ расчетного пролета с шагом поперечной арматуры не более 100 мм. Вертикальные каркасы должны быть установлены в каждом ребре (стенке) элемента.

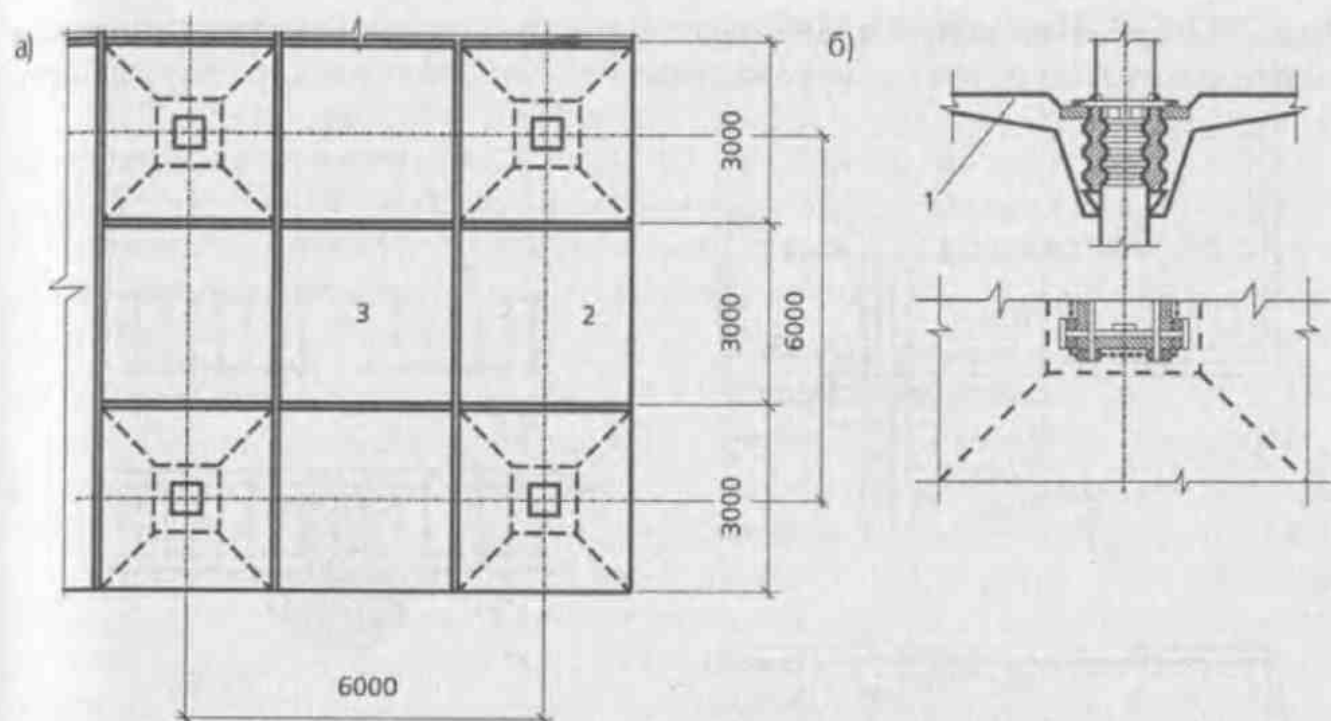


Рис. 5.15. Сборное безбалочное перекрытие: 1 - капитель; 2 - надколонная плита; 3 - пролетная плита

Для создания из отдельных плит жесткого диска перекрытия, способного воспринимать значительные нагрузки в своей плоскости (горизонтальной) без существенных деформаций прогиба, необходимы монтажные соединения плит. Такие диски создают пространственную жесткость здания, объединяя работу на действие горизонтальных усилий всех вертикальных элементов (колонн, диафрагм, стен и др.), независимо от конструктивной схемы здания.

Монтажные соединения плит всех типов балочных сборных перекрытий выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением бетоном швов между плитами.

Для обеспечения совместной деформации в продольных боковых гранях (по длинным сторонам плиты) плит устраиваются местные углубления, при заполнении которых раствором образуются бетонные шпонки, препятствующие взаимному перемещению плит, т.е. обеспечивающие совместную работу плит на сдвиг в горизонтальном и вертикальном направлениях. Соединение плит по коротким сторонам в основном осуществляется приваркой по углам с помощью закладных изделий к ригелям (рис. 5.16, а). При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

При больших временных нагрузках на перекрытие ребристые плиты при замоноличивании швов целесообразно превращать в неразрезные. С этой целью швы между ребристыми плитами на опорах армируются сварными седловидными каркасами, пересекающими ригель

(рис. 5.16, б). На нагрузки, действующие после замоноличивания, такие плиты рассчитываются как неразрезные.

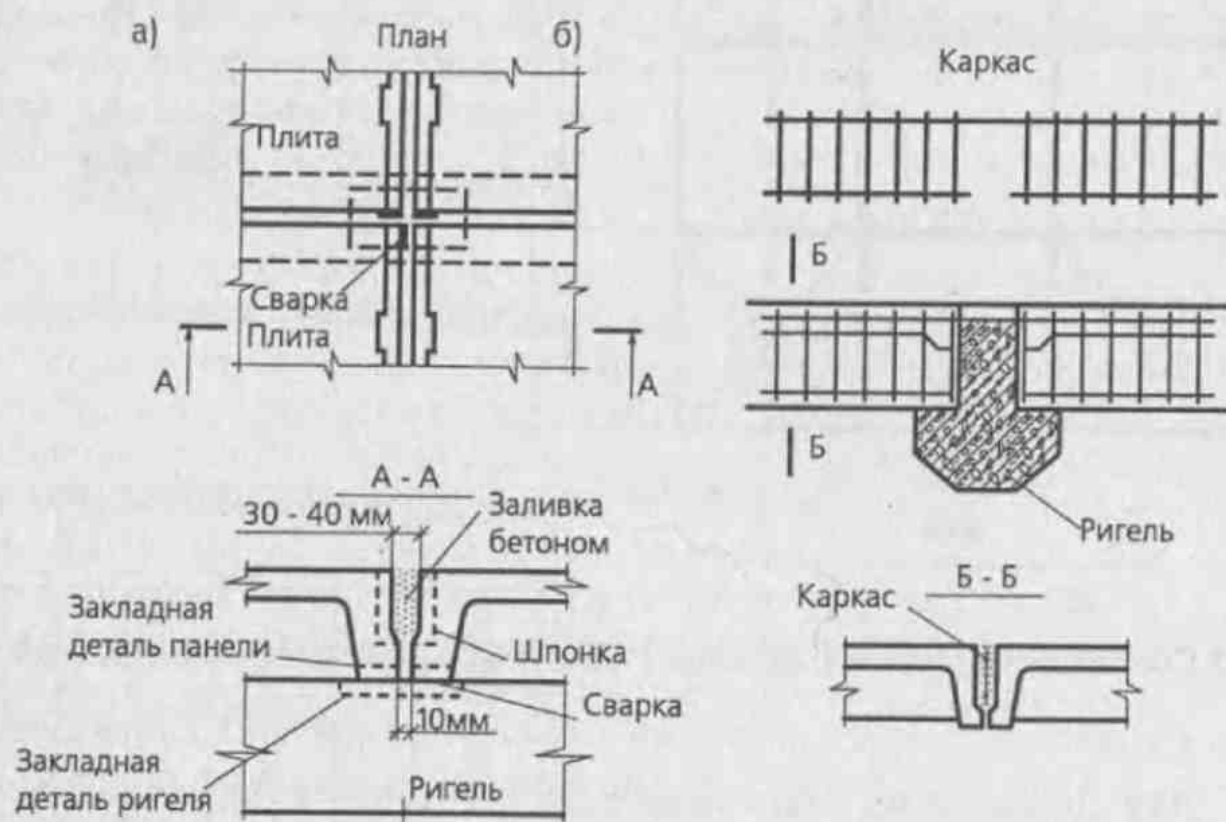


Рис. 5.16. Монтажные соединения плит

5.1.1.6. Особенности поведения плит в условиях пожара.

Плиты в зданиях и сооружениях выполняют одновременно ограждающие и несущие функции. В зависимости от местоположения плит для них будут различные предельные состояния по огнестойкости. Так, для плит покрытий предельным состоянием по огнестойкости является только потеря несущей способности (R). Для плит перекрытий предельными состояниями могут быть R, E, I, т.е. по потере несущей (R), теплоизолирующей (E) способностей и по потере целостности (I).

Многочисленные огневые испытания показывают, что предельным состоянием огнестойкости для большинства плит перекрытий в современных зданиях является предельное состояние по потере несущей способности. Это объясняется тем, что благодаря конструктивной особенности сборных элементов перекрытия, отдельно выполняющих функции пола, звукоизоляции, несущей части и потолка, другие предельные состояния по огнестойкости в большинстве случаев не успевают полностью проявиться за кратковременный период воздействия пожара. Испытания плит на огнестойкость, проводимые по стандартному температурному

режиму, подтверждают это. Некоторые результаты испытаний плит перекрытий на огнестойкость приведены в таблице 5.1.

Так, сплошные и ребристые (ребрами вверх) предварительно напряженные плиты из бетона на мелком известняковом щебне, разработанные ЦНИИЭП жилища, при огневых испытаниях при свободном опирании по двум противоположным сторонам, испытывая действия равномерно распределенной нагрузки, к моменту разрушения имели прогибы соответственно 40, 30, 39 см, т.е. имели прогибы более допустимых в условиях пожара $[f_n] = \ell/30$, где ℓ - пролет плиты.

При этом температура нагрева растянутой арматуры достигла 500°C , температура же на необогреваемой поверхности плит оказалась равной 100°C [47]. Поскольку в условиях пожара плиты подвергаются воздействию высокой температуры снизу, уменьшение их несущей способности происходит в основном за счет снижения прочности нагреваемой растянутой арматуры. Сжатые бетон и арматура нагреваются слабо. Как правило, рассматриваемые элементы (статически определимые изгибаемые свободно лежащие плиты, панели, настилы перекрытий) разрушаются в результате образования пластического шарнира в сечении с максимальным изгибающим моментом за счет снижения предела прочности нагреваемой растянутой арматуры до величины рабочих напряжений в ее сечении. При этом происходит резкое увеличение температурной ползучести арматуры, интенсивное раскрытие трещин в растянутой зоне, уменьшение высоты сжатой зоны бетона до минимума, при котором происходит разрушение сжатого бетона и обрушение конструкции. Образование пластического шарнира происходит при критической температуре арматуры. В результате образования пластического шарнира в железобетонных плитах с расчетным пролетом $\ell_0 = 5,5-6,5$ м, высотой сечения $h = 10-25$ см при нагреве величина прогиба равна $f = 0,8\ell_0/h$.

Высокие пределы огнестойкости у сплошных плит обусловлены высокой начальной влажностью бетона, толщиной защитного слоя 2,2 см и сильно развитой сжатой зоной бетона. Высокая огнестойкость ребристых плит обусловлена наличием в растянутой зоне конструктивной арматуры из холодноотянутой низкоуглеродистой проволоки, воспринимающей на себя часть усилий, разгружая при нагреве основную арматуру, отдаляя момент образования пластического шарнира, а также большой влажностью бетона. Прочность сжатой зоны была обеспечена армированием продольных ребер по всей длине двойными вертикальными каркасами. Результаты этих испытаний представлены на рис. 5.17, 5.18 [47].

Интересные результаты были получены при испытании на огнестойкость многопустотных плит перекрытий. Плиты с горизонтально-овальными пустотами (рис. 5.19,а), армированные предварительно напряженными стержнями диаметром 14 мм (Ст 30ХГ2С), имели на приопорных участках сварные вертикальные каркасы из обыкновенной холодноотянутой проволоки диаметром 4 мм и длиной 40 см, установленные

Результаты испытаний на огнестойкость плит перекрытий

№№ п/п	Характеристика плиты	Расчетный пролет, м	Ширина сжатой зоны бетона, м	Величина a , м	Данные по бетону			Рабочая арматура	Нормативная нагрузка, КПа	Критическая температура арматуры,	Предел огнестойкости, час / мин	Примечания
					Прочность, МПа	Прочность, кг/м ³	Весовая влажность, %					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Предварительно на- пряженная сплошная плита размером 5,2х2,2х0,12 м	5,1	2,2	0,029	24,2	2160	5,6	7Ø14 30Х Г2С	4,02	500	1,9 114	Разрушение по нормальному сечению с образованием пластического шарнира рис. 5.17
2.	То же	5,1	2,2	0,029	22,5	2140	4,8	—	4,02	500	1,63 98	То же
3.	Предварительно напряженная ребристая плита размером 5,2х2,2х0,15(0,22)*, м с несущими продольными ребрами	5,1	0,357	0,028	37,7	2150	6,3	6Ø14 30Х Г2С	3,9	470	1,63 98	*Толщина комплексных ребристых плит с основанием пола и гипсоцементом — бетонных панелей высотой 50 мм, свободно лежащих по верху ребер на звукоизоляционных прокладках толщиной 20 мм (в обжатом состоянии), рис. 5.18
4.	То же**	5,1	0,357	0,027	37,7	2150	7,4	6Ø14 30Х Г2С	3,9	540	1,93 116	То же ** Вертикальный сварной каркас Ø4В1 длиной 1,5 м, горизонтальная сетка 6Ø5В1, рис. 5.18

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
5.	Предварительно напряженная плита с горизонтально- овальными пустотами размером 6,3х0,8х0,235 м	6,2	0,76	0,0315	40,7	2330	2,5	3Ø14 30х Г2С	10,9	340	$\frac{0,583}{35}$	Разрушение по наклонному сечению от среза бетона в сжатой зоне, рис. 5.19а
6.	То же, с круглыми пустотами размером 6,2х1,2х0,226 м	6,1	1,16	0,031	34,5	2340	2,9	4Ø14 30х Г2С	7,75	525	$\frac{1,13}{68}$	Разрушение по нормальному сечению с образованием пластического шарнира, рис. 5.19б
7.	То же с круглыми пустотами размером 5,9х1,2х0,228 м	5,8	1,16	0,037	22,2	2320	2,7	40Ø3 Вр II	7,9	400	$\frac{0,75}{45}$	То же Рис. 5.20
8.	Обычная плита с круглыми пустотами размером 5,9х1,2х0,231 м	5,8	1,16	0,017	25,3	2340	2,8	7Ø12 25 Г2С	7,9	565	$\frac{0,9}{54}$	То же Рис. 5.20
9.	То же, размером 5,9х1,2х0,23 м	5,8	1,16	0,037	22,2	2320	2,7	3Ø16 4012 А-II	7,9	490	$\frac{1,36}{82}$	То же Рис. 5.20

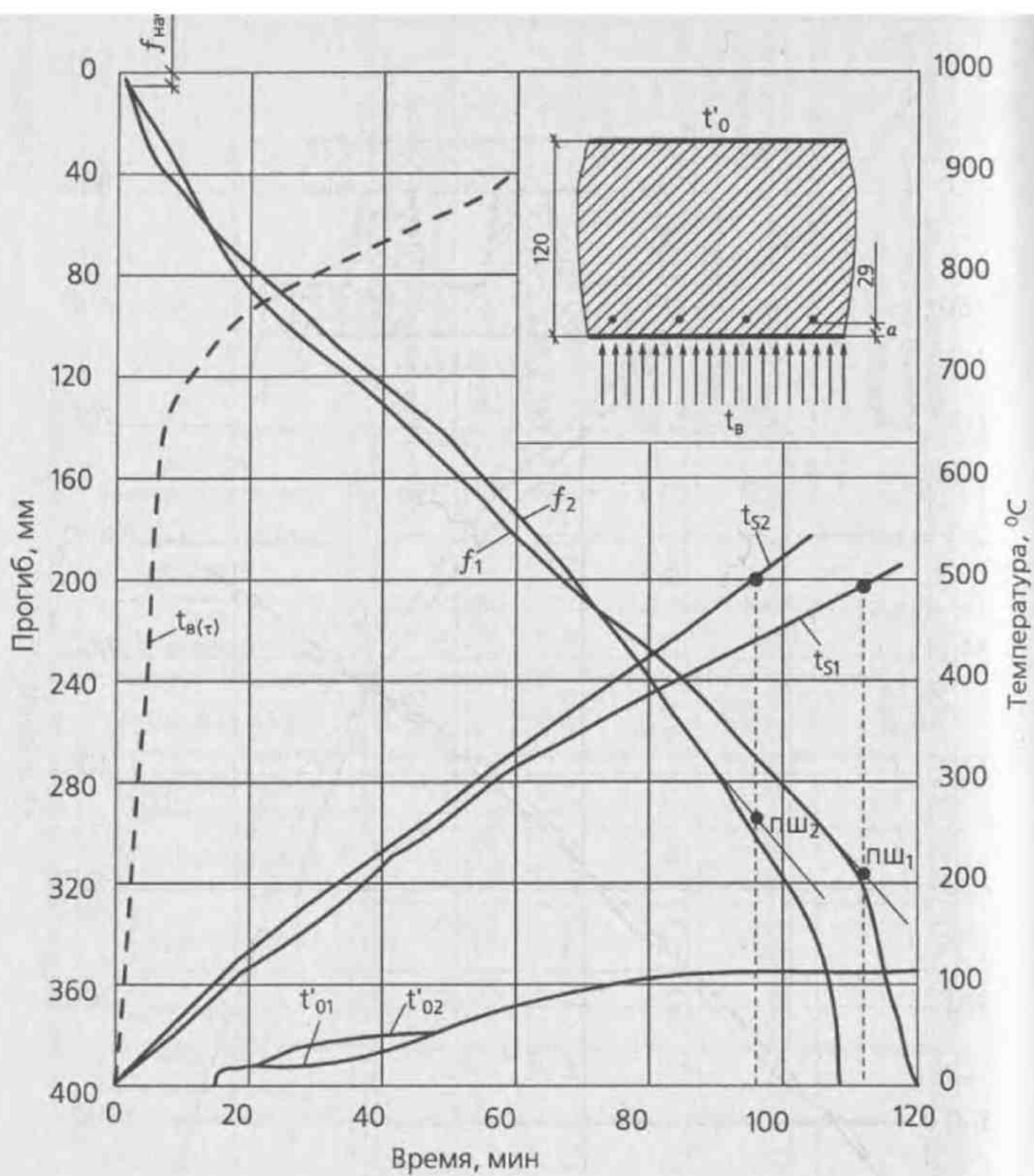


Рис. 5.17. Результаты испытаний на огнестойкость сплошных плит перекрытия

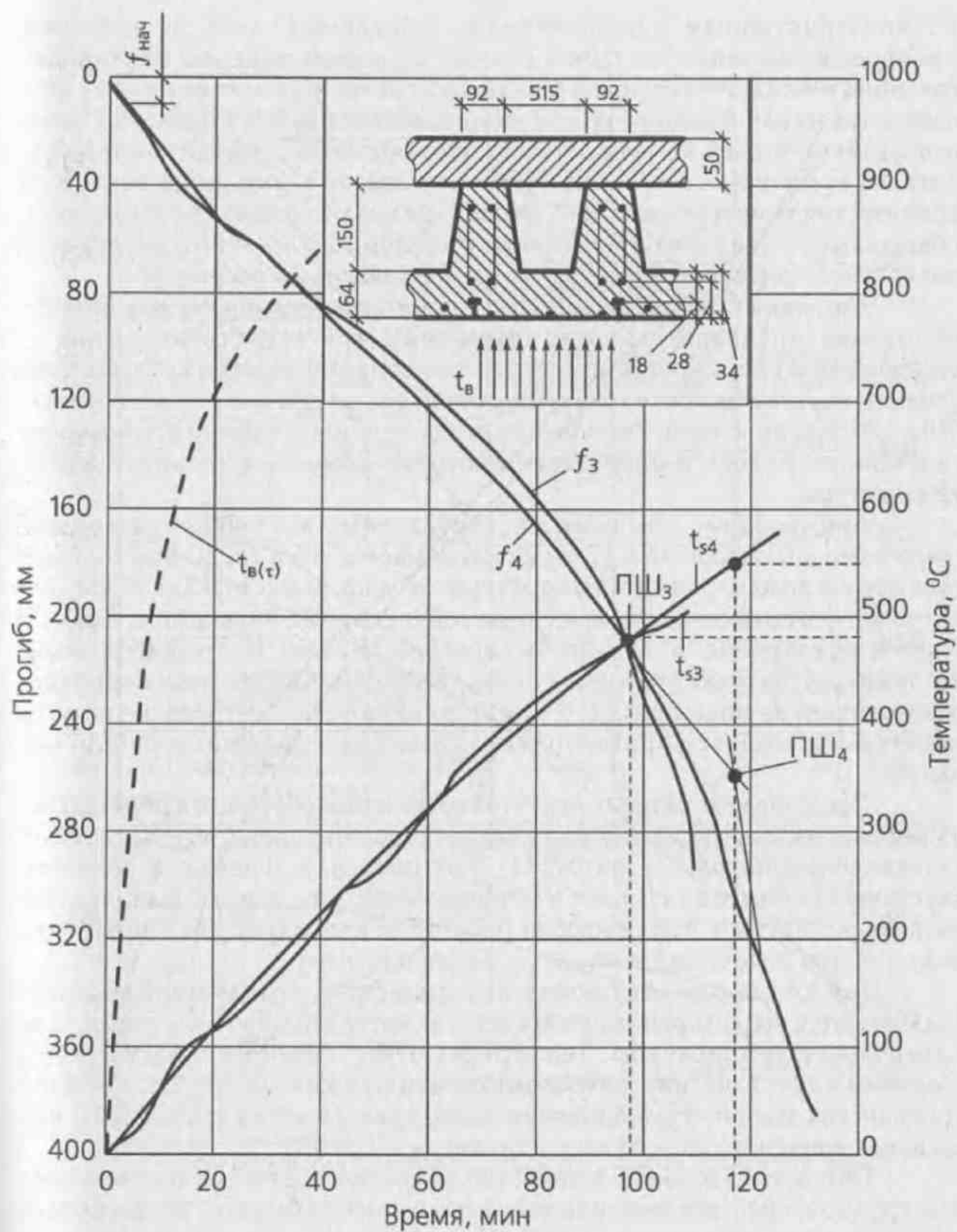


Рис. 5.18. Результаты испытаний на огнестойкость ребристых плит перекрытия

по конструктивным соображениям. Обрушение всех восьми плит произошло внезапно от среза бетона в сжатой зоне по наклонному сечению, находящемуся примерно на расстоянии 64 см от каждой из опор плиты, т.е. на длине поперечного армирования меньше $1/4$ пролета. Предел огнестойкости плит не превышал 35 мин, при этом средняя температура нагрева арматуры составляла 340°C , что значительно ниже расчетной критической температуры 470°C . Это еще раз подтверждает необходимость обязательного усиления приопорных участков тонкостенных перекрытий поперечной арматурой, не предусмотренной обычным расчетом.

Наглядным подтверждением этого же требования служат огневые испытания предварительно напряженных круглопустотных плит со стержневой и проволочной арматурой, приопорные участки которых были усилены вертикальными каркасами длиной 150 см при расчетных пролетах 610 и 580 см (рис. 5.19,б). Разрушение этих плит произошло по нормальному сечению в пролете в результате прогрева арматуры до критической температуры.

Армирование обычных многопустотных плит ненапрягаемыми стержнями диаметром 16 и 12 мм из стали марок Ст5 и 25Г2С при толщине слоя бетона до центра тяжести арматуры "а" в пределах от 35 до 37 мм дало возможность повысить предел их огнестойкости до 82-90 мин (рис. 5.20). По нормам же величина "а" должна быть равной 21-24 мм. Из графиков видно, что температура необогреваемой поверхности многопустотных плит перед разрушением не превышала 100°C , а средняя скорость нагрева растянутой арматуры оставалась примерно такой же, как в сплошных ребристых плитах.

Представляет интерес огнестойкость железобетонных перекрытий из ребристых тонкостенных плит кассетного производства с подвесным акустическим потолком (рис. 5.21). Как показали огневые испытания, акустический потолок сгорает и обрушивается уже через 7 мин с начала нагрева, вследствие чего несущая ребристая плита (ребрами вниз) рано подвергается непосредственному воздействию огня.

Так как после обрушения акустического потолка ребра плиты подвергаются трехстороннему обогреву, арматура быстро прогревается до критической температуры. Так, предел огнестойкости перекрытия со сгораемым акустическим потолком составил 44 мин (рис. 5.21), при этом критическая температура арматуры диаметром 18 мм из стали 25Г2С при толщине защитного слоя 18 мм составила около 500°C .

При использовании в качестве подвесного потолка несгораемых или трудносгораемых гипсоволокнистых плит толщиной 25 мм предел огнестойкости перекрытия достиг 103 мин, причем несгораемый потолок защищал несущую плиту в течение 72 мин (рис. 5.21).

Кассетные ребристые плиты толщиной между ребрами 40 мм прогреваются до 160°C через 32-36 мин после обрушения акустического потолка. Объясняется это плотной структурой мелкозернистого бетона с расходом цемента $600-700 \text{ кг/м}^3$, высокой теплопроводностью и

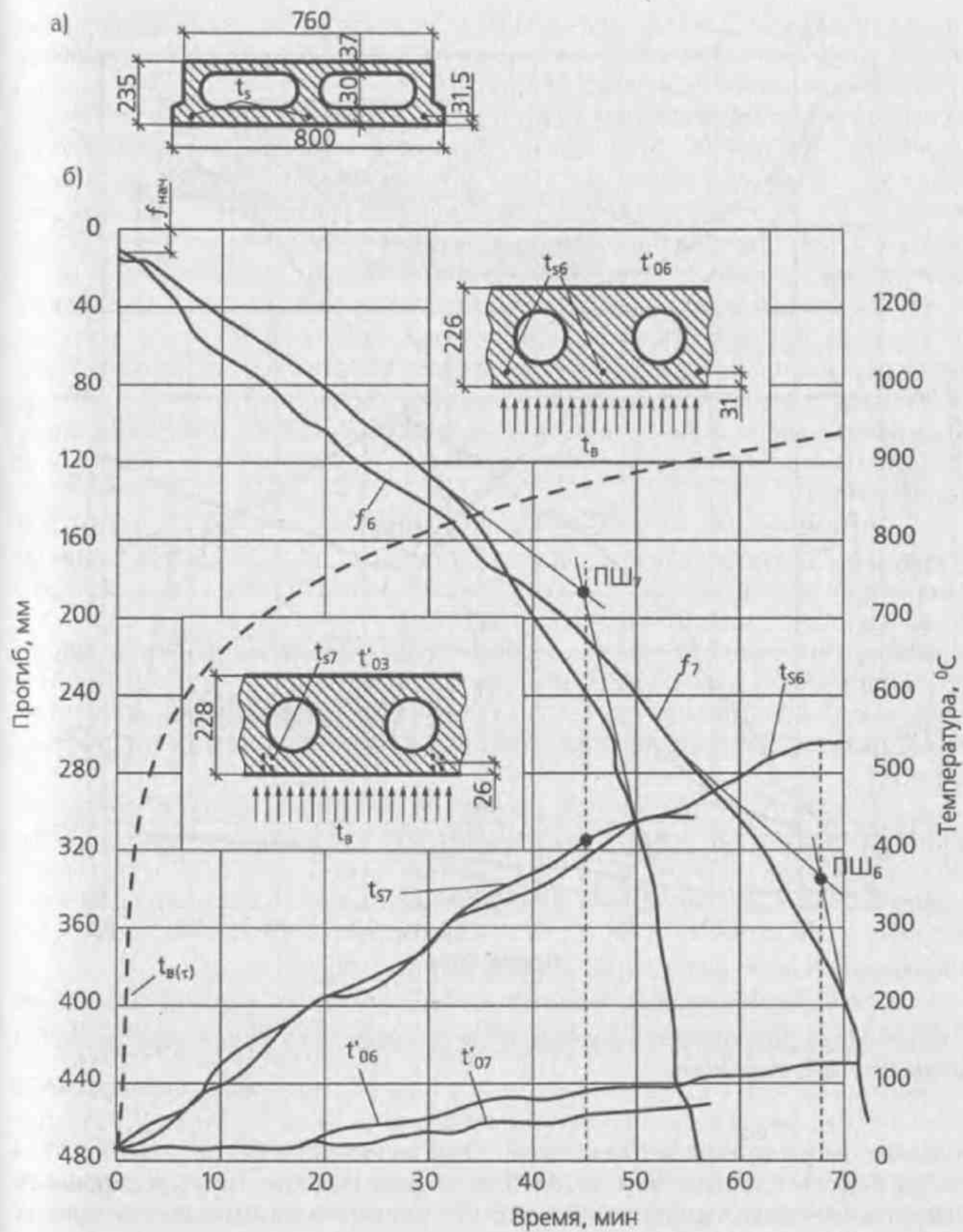


Рис. 5.19. Испытание на огнестойкость многопустотных панелей перекрытий:
а - схема панели с горизонтально-овальными пустотами с расчетным пролетом 6,2 м;
б - результаты испытаний на огнестойкость многопустотных панелей перекрытий с круглыми пустотами

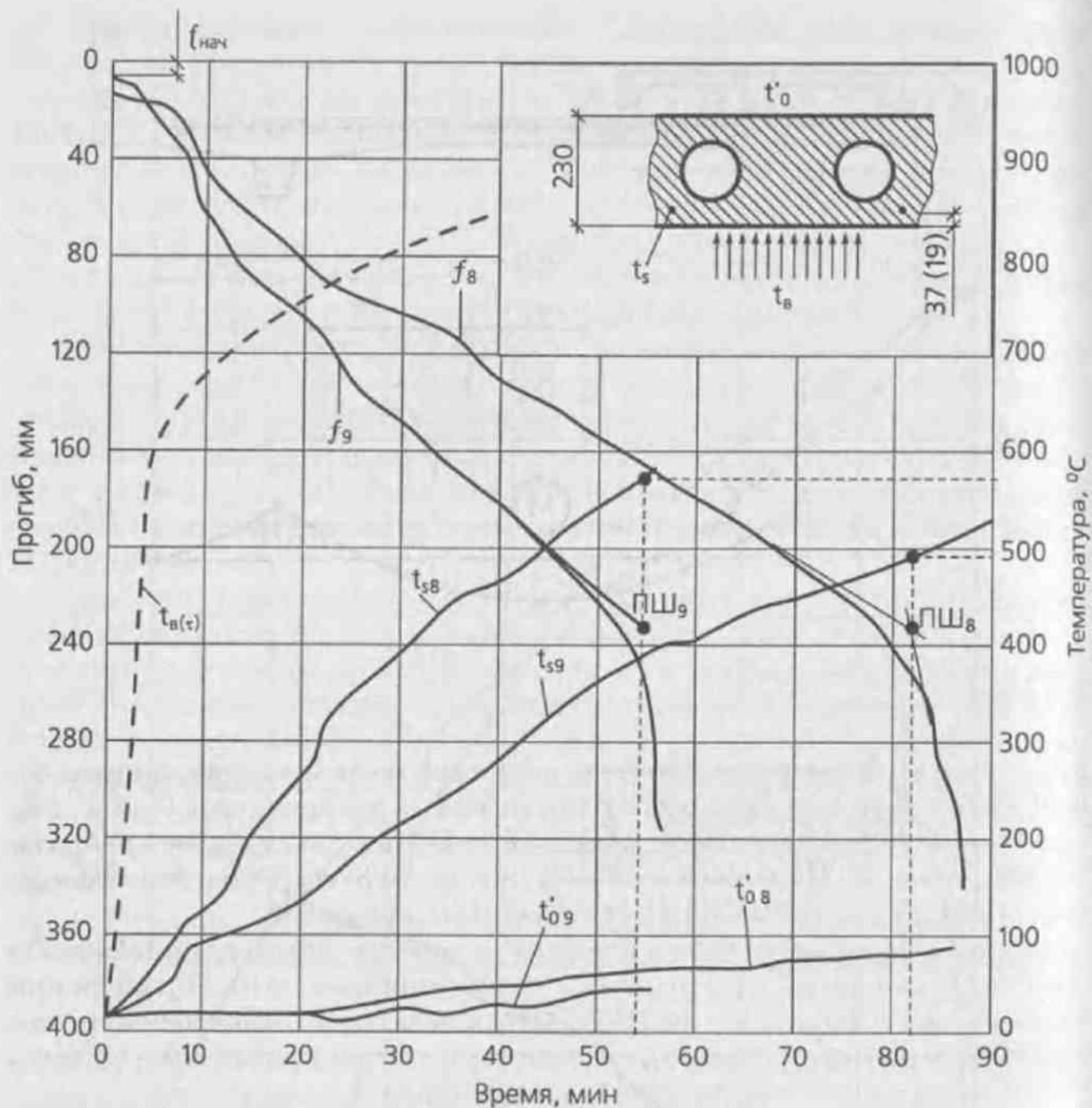


Рис. 5.20. Результаты испытания на огнестойкость многопустотных плит перекрытия без предварительного напряжения

пониженной паропроницаемостью. При влажности бетона свыше 5% в большинстве случаев через 15-18 мин наблюдалось взрывообразное разрушение плит в кессонах с образованием сквозных отверстий площадью до 0,5 м².

Предел огнестойкости железобетонного перекрытия из двух часторебристых вибропрокатных плит (рис. 5.22) наступает вследствие потери теплоизолирующей способности (прогрев необогреваемой поверхности до 160°C), что соответствует длительности нагрева около 2,5 часа. Это объясняется тем, что верхняя несущая плита защищена снизу

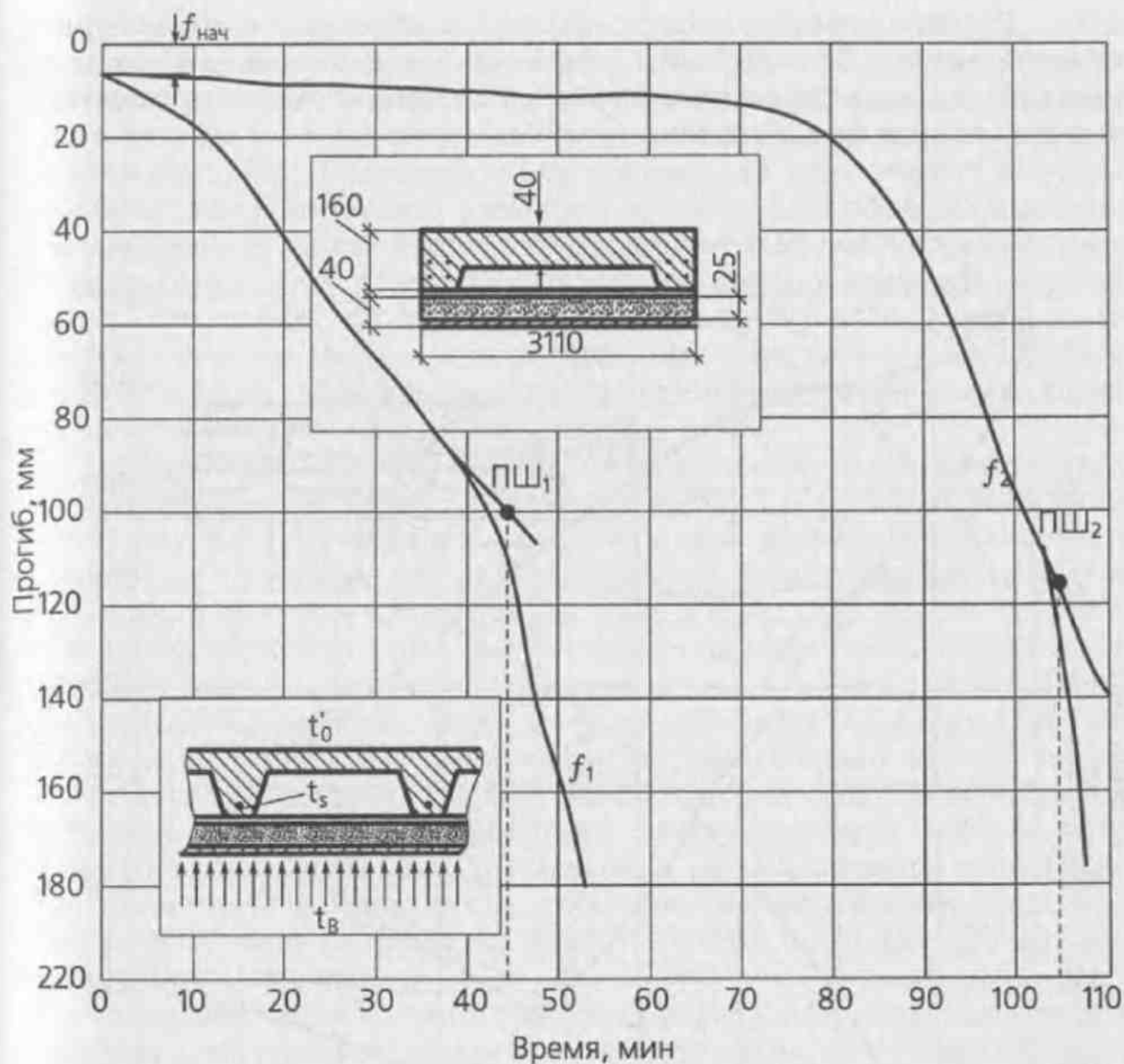


Рис. 5.21. График роста максимальных прогибов во времени при огневых испытаниях перекрытий из ребристых кассетных панелей с подвесными акустическими потолками: f_1 ; f_2 - прогибы плит пролетом 3,1 м при использовании соответственно сгораемого и огнезащитного потолков

слабонагруженной плитой, выполняющей роль потолка и экрана одновременно. Время до полного обрушения перекрытия составило более 4 часов. С учетом приведенной толщины нижней плиты защитный слой бетона у арматуры диаметром 12 мм из стали 25Г2С в верхней плите составил 70 мм. Поэтому температура ее нагрева при испытаниях не превышала 450°C, тогда как ее критическое значение было равно 640°C (рис. 5.22).

Таким образом, особенности поведения плит сборных железобетонных перекрытий в условиях пожара зависят от способа армирования, вида применяемой арматуры, формы поперечного сечения, толщины защитного слоя бетона.

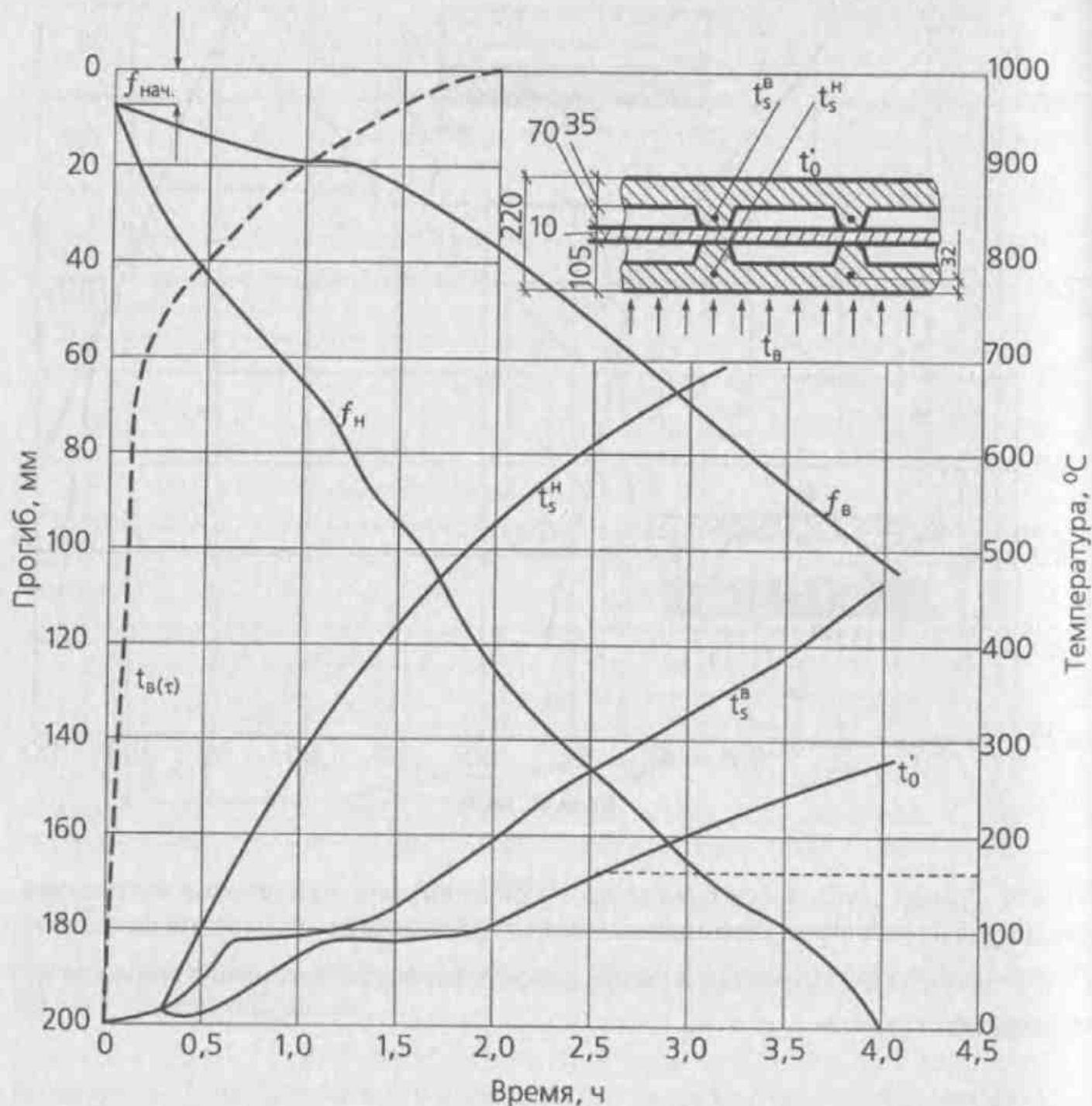


Рис. 5.22. График роста максимальных прогибов и средней температуры нагрева арматуры во времени при огневых испытаниях перекрытия из двух часторебристых вибропркатных панелей: t_s - температура нагрева стержневой арматуры $\varnothing 12$ мм из стали марки 25Г2С; индексы «в» и «н» - соответственно верхняя и нижняя панели составного перекрытия с расчетным пролетом 3,1 м

Сплошные железобетонные плиты, армированные горячекатанной стержневой арматурой, с сильно развитой сжатой зоной, ребристые плиты с мощными продольными ребрами, армированными по всей длине горячекатанной стержневой арматурой и двойными вертикальными каркасами из обычной холодноотянутой проволоки, теряют свою несущую способность по нормальному сечению в пролете в результате образования пластического шарнира. Такой же характер разрушения наблюдается и у многопустотных плит с круглыми пустотами, армированных стержневой продольной арматурой и вертикальными каркасами на опорах на участках равных $1/4$ пролета плиты. При этом потеря несущей способности аналогичных плит, армированных высокопрочной проволокой, происходит по нормальному сечению гораздо раньше.

Необходимо обратить внимание на поведение в условиях пожара тонкостенных элементов железобетонных плит. Под действием температурных напряжений, возникающих из-за неравномерного прогрева по сечению, они разрушаются по бетону сжатой зоны. На опорах тонкостенных плит в начальной стадии огневого воздействия образуются опасные наклонные трещины, появляющиеся под действием главных растягивающих напряжений от воздействия внешней нагрузки и температуры. Этим объясняется характер разрушения — хрупкое скалывание или срез бетона сжатой зоны по наклонной плоскости.

Предел огнестойкости плит междуэтажных сборных перекрытий наступает, как правило, вследствие потери несущей способности. Обрушение железобетонных перекрытий в условиях пожара происходит либо в результате образования пластического шарнира в растянутой зоне, либо в результате разрушения бетона сжатой зоны до образования пластического шарнира.

Большие прогибы железобетонных перекрытий, разрушающихся в результате образования пластического шарнира в растянутой зоне, указывают на интенсивное снижение жесткости элементов с увеличением температуры.

Необходимо учитывать, что предел огнестойкости изгибаемых конструкций, разрушающихся в результате образования пластического шарнира, должен определяться временем начала текучести растянутой арматуры, а не временем их фактического разрушения, т.к. после образования пластического шарнира конструкция может разрушаться без дополнительного нагрева, т.е. спустя некоторое время после прекращения огневого воздействия.

Представляет интерес поведение в условиях пожара плит, опертых по контуру (рис. 5.23). Плиты, свободно опертые по контуру, деформируясь в двух направлениях в условиях пожара, превращаются в пространственную конструкцию вследствие изменения статической схемы работы под нормативной нагрузкой. Через некоторый промежуток времени нагрева средняя часть таких плит оказывается растянутой на всю толщину, а сжатая зона отодвигается ближе к контуру, в результате чего плиты

сильно провисают. Центр тяжести растянутой арматуры, расположенной по дуге провисания, смещается вниз по отношению к точке приложения равнодействующей сжимающих усилий по контуру плит. В результате происходит увеличение плеча внутренней пары сил в рассматриваемых расчетных сечениях плиты по осям OX и OY , что вызывает ее своеобразное "упрочнение". Подобная пространственная схема работы свободно опертых по контуру плит в условиях огневого воздействия приводит к увеличению критической температуры нагрева всей растянутой арматуры [15].

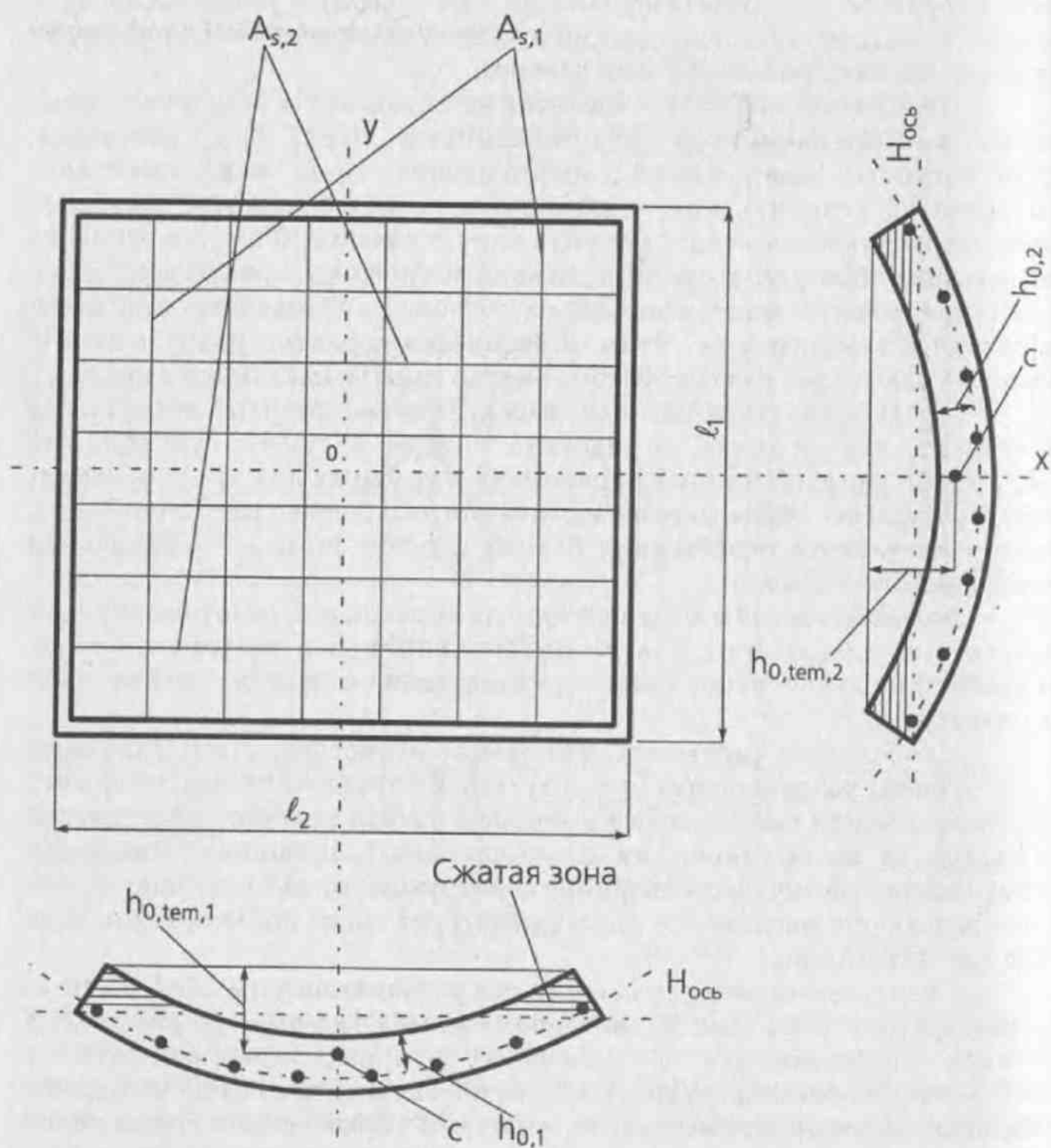


Рис. 5.23. Изменение статической схемы работы плит, опертых по контуру, в условиях пожара

5.1.1.в. Балки

Железобетонные балки могут быть однопролетными и многопролетными, а по способу изготовления — сборными, монолитными и сборно-монолитными.

Поперечные сечения балок обычно бывают прямоугольные, тавровые, двутавровые и трапецевидные (рис. 5.24) [48].

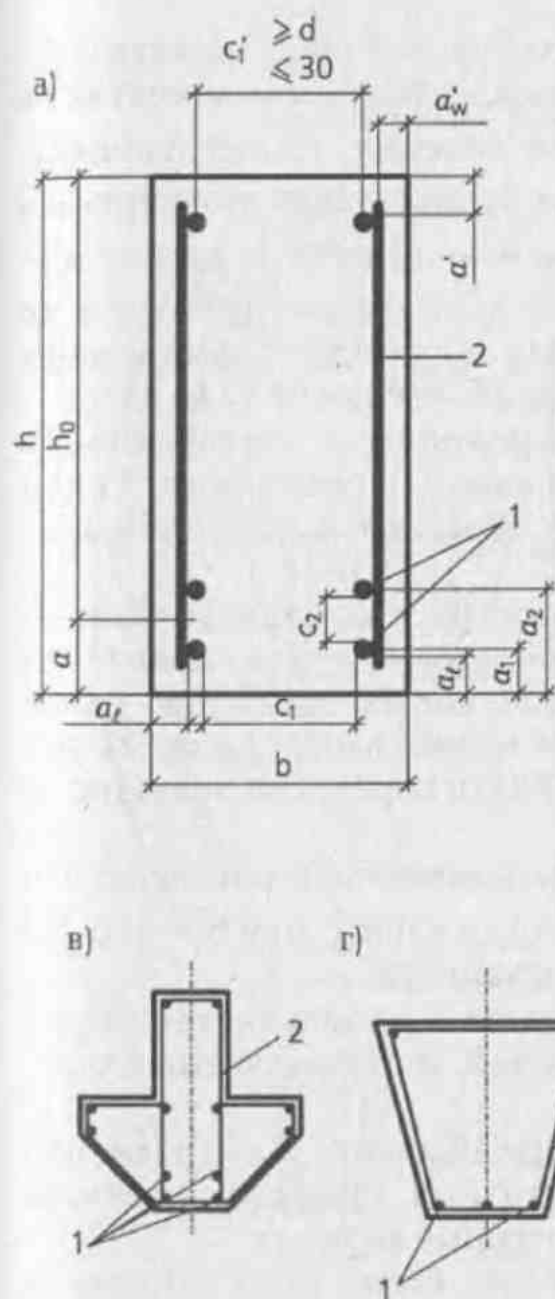
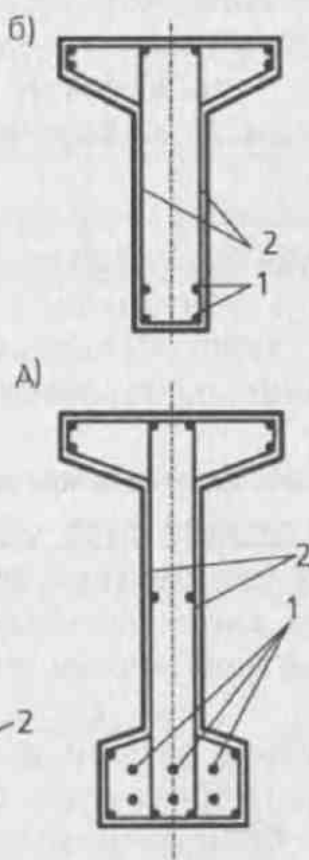


Рис. 5.24. Формы поперечного сечения балок и схемы армирования:

- а - прямоугольная;
- б, в - тавровая;
- г - трапецевидная;
- д - двутавровая;
- 1 - продольные стержни;
- 2 - поперечная арматура



Высота балок h колеблется в пределах от $1/10$ до $1/20$ их пролета. Ширина прямоугольных поперечных сечений b назначаются в пределах $(0,3-0,5) h$. В целях унификации высота балок назначается кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм при больших размерах.

Характерными сечениями предварительно напряженных балок являются тавровое и двутавровое.

В поперечном сечении балки рабочую арматуру размещают в растянутой зоне сечения в один, два и более рядов с такими зазорами, чтобы можно было произвести плотную укладку бетона, что достигается назначением основных размеров зазоров и защитных слоев (рис. 5.24,а).

Продольную рабочую арматуру в балках укладывают согласно эпюрам изгибающих моментов в растянутых зонах, где она должна воспринимать растягивающие усилия, возникающие при изгибе конструкций под действием нагрузок.

Суммарная площадь сечения продольной рабочей арматуры A_s , определяемая по расчету, должна составлять в изгибаемых элементах не менее $\mu = 0,05\%$ площади бетона рабочего сечения, т.е. от площади, исчисляемой для прямоугольного сечения как произведение его ширины b на рабочую высоту сечения $h_0 = h - a$ (где h — высота сечения; a — расстояние от равнодействующей усилий в стержнях арматуры до растянутой грани сечения) (см. рис. 5.24,а). Для продольного армирования применяют стержни периодического профиля диаметром от 12 до 32 мм.

В железобетонных балках одновременно с изгибающими моментами действуют поперечные силы. Поперечные силы воспринимаются бетоном и поперечной арматурой (поперечными стержнями или хомутами).

Кроме того, в балках из конструктивных и производственных соображений устанавливают монтажную арматуру для крепления поперечной арматуры и образования арматурных каркасов. Балки армируют, как правило, сварными каркасами и лишь в отдельных случаях — вязанными. Армирование однопролетной балки каркасами показано на рис. 5.25.

Количество плоских сварных каркасов в сечении балки зависит от ее ширины. При ширине балки $b \leq 150$ мм — один каркас; при $b = 200-250$ мм — два и при большей ширине — два или три каркаса.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью горизонтальных поперечных стержней, устанавливаемых через 1-1,5 м.

В качестве несущей арматуры в изгибаемых элементах при определенных условиях используют прокатные профили (жесткая арматура) и сварные пространственные арматурные каркасы.

Балки с жесткой арматурой могут быть двух типов: с расположением профиля по всей высоте балки (рис. 5.26,а) или полностью в растянутой зоне (рис. 5.26,б). В балках обоих типов ставят дополнительную арматуру в виде сварных сеток или хомутов и продольных монтажных стержней диаметром 8-10 мм. В балках первого типа поперечную арматуру ставят без расчета диаметром 6-8 мм. В балках второго типа (рис. 5.26,б) поперечную арматуру определяют расчетом.

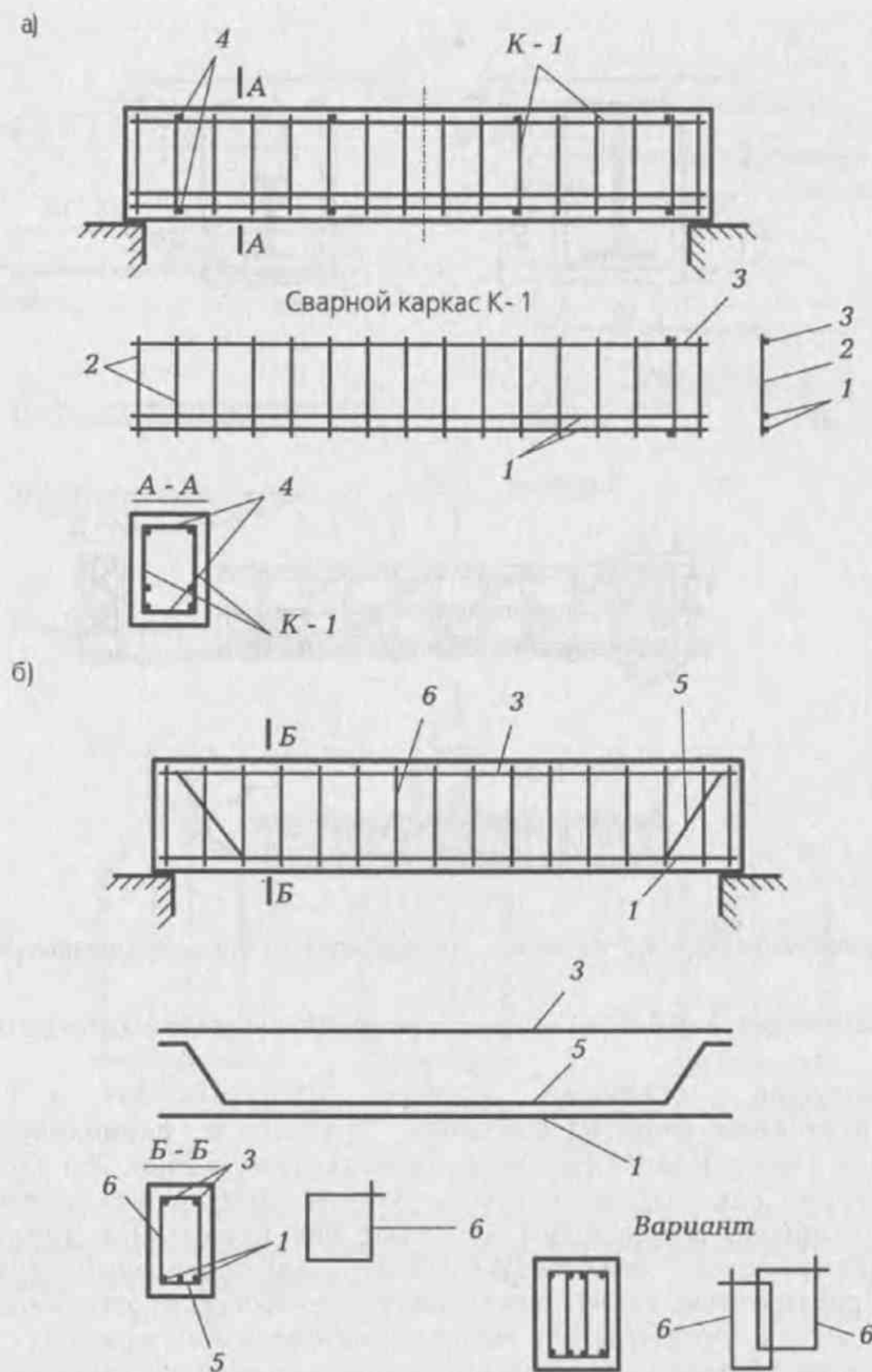


Рис. 5.25. Схемы армирования балок: а - однопролетная балка со сварными каркасами; б - то же, с вязаной арматурой; 1 - продольные рабочие стержни; 2 - поперечные стержни каркасов; 3 - продольные монтажные стержни; 4 - поперечные соединительные стержни; 5 - рабочие стержни с отгибами; 6 - хомуты вязаных каркасов

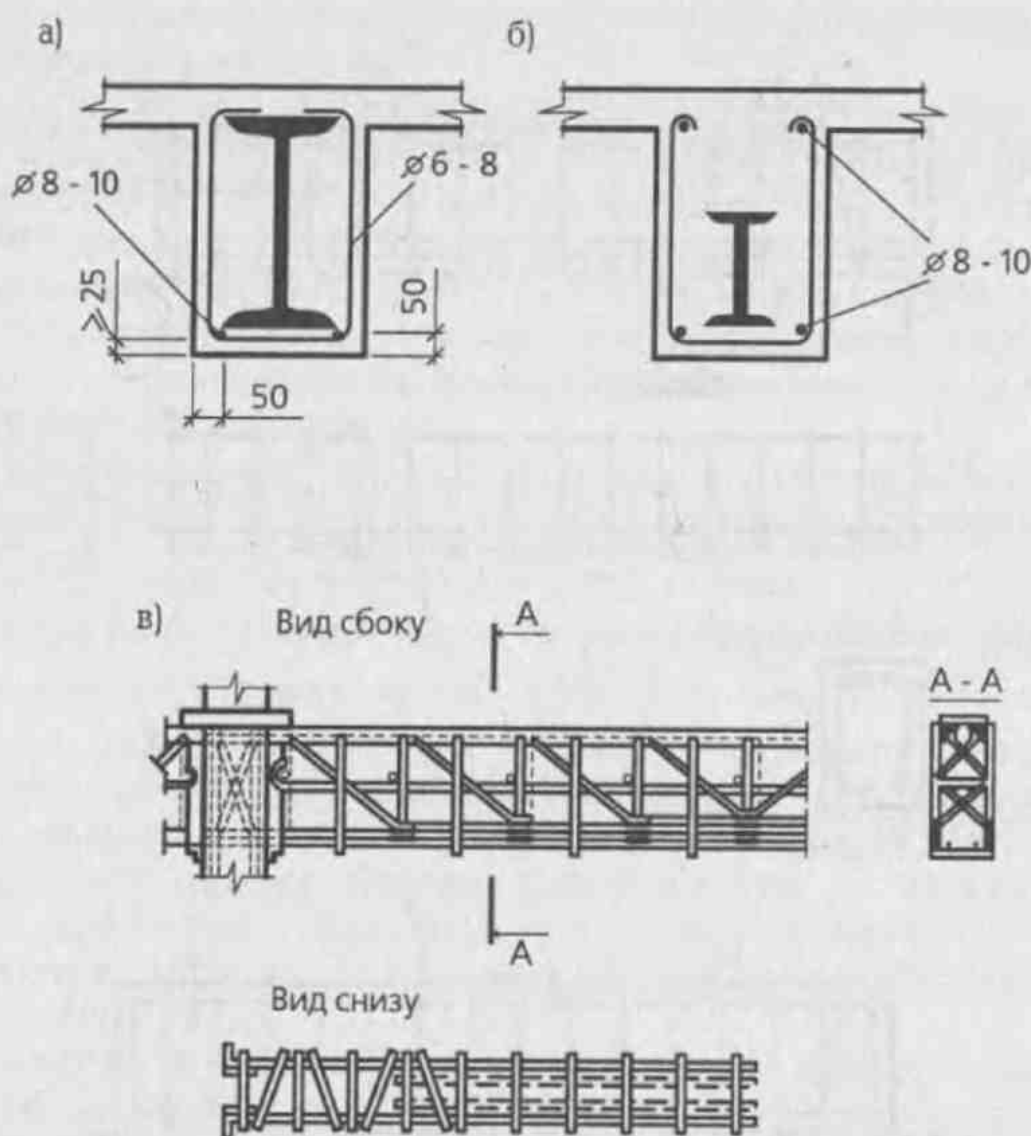


Рис 5.26. Армирование балок: а, б - жесткой несущей арматурой; в - сварным каркасом

Защитный слой бетона для жесткой арматуры должен быть не менее 50 мм.

Несущие сварные каркасы изготавливают в виде пространственных ферм из стержней круглого и периодического профиля, а также мелкого фасонного профиля (рис. 5.26, в). Эти каркасы конструируют как сварные стальные фермы. При полных нагрузках несущие каркасы пояса ферм работают как продольная арматура, нисходящие раскосы — как отгибы, а стойки — как поперечные стержни.

Предварительно напряженная арматура не входит в состав каркасов и размещается в соответствии с эпюрами моментов и поперечных сил. В однопролетных балках небольшой высоты предварительно напряженную арматуру обычно располагают в растянутой зоне прямолинейно по всей длине элемента (рис. 5.27, а).

От внецентренно приложенной силы предварительного обжатия P балка выгибается, и в верхних волокнах появляются растягивающие напряжения по всей длине элемента (рис. 5.27, б). При действии

арматуру A'_{sp} в количестве 15-25% от нижней A_{sp} (рис. 5.27, д). В балках большой высоты часть напрягаемой арматуры располагают прямолинейно, а часть отгибают кверху (рис. 5.27, е). В предварительно напряженных элементах (рис. 5.27, ж-и) помимо напрягаемой арматуры укладывают и ненапрягаемую (расчетную и конструктивную), располагая ее ближе к поверхности элемента так, чтобы поперечная арматура охватывала всю продольную арматуру.

Балки, входящие в состав сборного балочного перекрытия, поддерживающие панели, называются ригелями. Ригели могут опираться на колонны (в зданиях с полным каркасом) или на внутренние колонны и наружные несущие стены (в зданиях с неполным каркасом). Направление ригелей может быть продольным (вдоль здания) и поперечным. Ригели балочного сборного перекрытия здания с полным каркасом представляют собой элемент рамной конструкции. В зданиях с неполным каркасом (свободное опирание концов ригеля на стены) при пролетах, отличающихся не более чем на 20% и небольшой временной нагрузке сопротивлением колонн повороту опорных сечений можно пренебречь и рассматривать ригель как неразрезную балку.

Ригели $l \leq 6$ м обычно выполняют без предварительного напряжения, при $l > 6$ м — предварительно напряженными. Ригели выполняются из бетонов классами В15—В30. Для обеспечения неразрезности ригеля и пространственной жесткости сооружения стыки ригелей выполняют, как правило, жесткими и рассчитывают на восприятие изгибающего момента и поперечной силы (рис. 5.28, а). Их размещают непосредственно у боковой грани колонны; при этом ригели обычно опираются на выпущенные из колонны консоли.

В верхней части стыка (рис. 5.28, б) выпуски арматуры из колонн и ригеля соединяются вставкой арматуры на ванной сварке. В нижней части стыка монтажными швами соединяются закладные детали колонны и ригеля.

В случае использования фигурной стальной накладки стыки со скрытой консолью считаются шарнирными. Фигурная стальная накладка, привариваемая на монтаже (рис. 5.28, г), обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента (примерно 55,0 кНм). В бесконсольных стыках (рис. 5.28, в) поперечная сила воспринимается бетоном, замоноличивающим полости и бетонными шпонками, образующимися в призматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце сборного ригеля. Конструкция ригелей, как и плит перекрытий, зависит от назначения, конструктивной схемы (системы) зданий и ряда других условий. В жилых зданиях, которые имеют обычно связевую систему, ригели воспринимают только вертикальную нагрузку, передаваемую плитами. Пролеты их обычно не превышают 6 м, поэтому ригели выполняют разрезными.

Частое расположение стен и перегородок позволяет совместить их с расположением ригелей, сечение которых поэтому может быть принято

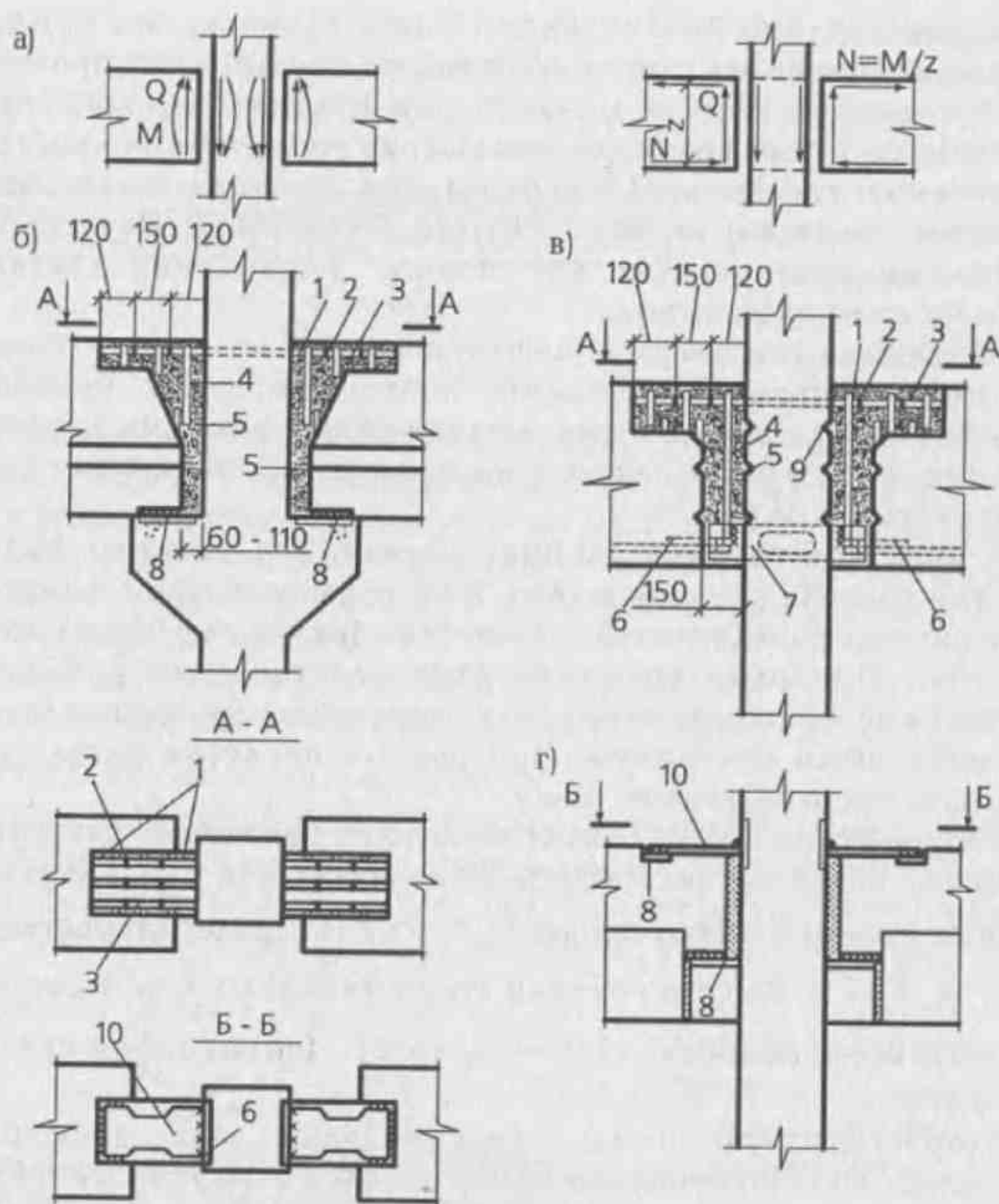


Рис. 5.28. Конструкции стыков сборного ригеля с колонной: а - усилия, действующие в стыке; б - жесткий стык на консолях; в - жесткий стык бесконсольный; г - скрытый стык на консолях; 1 - арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2 - ванная сварка; 3 - вставка арматуры; 4 - поперечные стержни, привариваемые при монтаже; 5 - бетон замоноличивания; 6 - усиленный арматурный выпуск из ригеля; 7 - опорный столик из уголков с отверстием для удобства бетонирования; 8 - стальные закладные детали; 9 - призматические углубления для образования бетонных шпонок; 10 - фигурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже

прямоугольным. Армируются такие ригели как простые балки прямоугольного сечения без предварительного напряжения. Общественные здания в большинстве случаев имеют связевую систему и реже — рамно-связевую.

Связи, учитывая особенности планировки помещений, в основном выполняются в виде железобетонных диафрагм. Целый ряд помещений

общественных зданий имеют значительные размеры, что приводит к необходимости назначать сетку колонн так же значительных пролетов.

При связевой системе здания ригели могут свободно опираться на консоли колонн. В тоже время для уменьшения пролетного момента ригеля и обеспечения устойчивости каркаса при монтаже целесообразно защемление (заделка) ригеля в стыке с колонной. Целесообразно частичное защемление, так как полное защемление связано со значительным расходом металла.

Значительные размеры помещений часто не позволяют совместить расположение ригеля со стенами, поэтому в целях уменьшения выступающей части ригеля и уменьшения общей толщины перекрытия ригелям придают тавровое сечение, на полки которого опираются плиты перекрытия (рис. 5.24, в).

В производственных зданиях ригели, как правило, являются элементами рам. Их сечение может быть прямоугольным и тавровым. Усилия в ригелях определяются статическим расчетом рамы на все виды воздействия. При этом возможен учет пластических деформаций, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями. При равных пролетах ригель можно рассчитывать как неразрезную балку.

В монолитных ребристых перекрытиях с балочными плитами (рис. 5.13) главные балки располагаются параллельно или перпендикулярно продольным стенам и имеют пролет $\ell_1 = 6 - 8$ м. Пролет второстепенных балок $\ell_2 = 5 - 7$ м. Высота сечения второстепенных балок составляет $(1/12 - 1/20) \ell_2$, главных $(1/8 - 1/15) \ell_1$, ширина сечения балок $b = (0,4 - 0,5) h$.

Второстепенную балку рассчитывают как неразрезную конструкцию, опирающуюся на главные балки и наружные стены, на равномерно распределенную нагрузку $(g_1 + V)$, передаваемую плитой с полосы b_f (см. рис. 5.13), и нагрузку от собственного веса балки g_2 , т.е.

$$q = (g_1 + V)b_f + g_2$$

где g_1 - постоянная нагрузка; V - временная нагрузка.

В расчетном отношении главная балка рассматривается как неразрезная, загруженная сосредоточенными грузами. Расчетное сечение главных балок принимают в пролете — тавровым шириной $(b'_f = \ell/3)$, на опоре — прямоугольным — с шириной ребра b [45]. Армирование второстепенной и главной балок показано на рис. 5.29, 5.30.

Перед рассмотрением вопроса об особенностях поведения железобетонных балок в условиях пожара необходимо уяснить особенности статического расчета железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Это позволяет объяснить особенности поведения таких конструкций в условиях пожара.

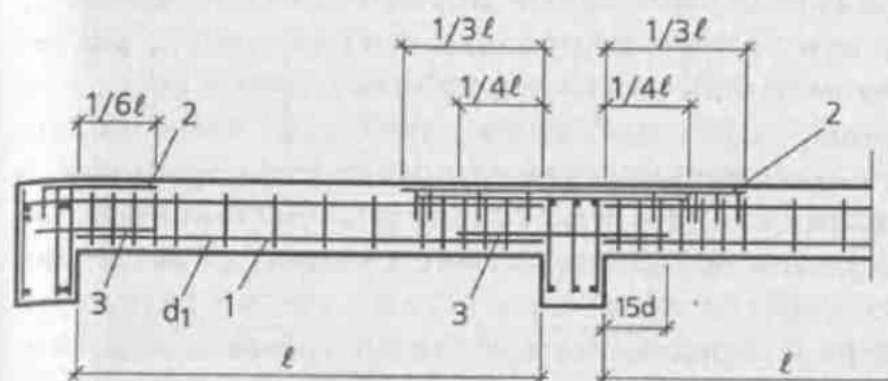


Рис. 5.29. Армирование второстепенной балки:
1 - пролетная арматура;
2 - надопорная арматура-сетка;
3 - стыковые стержни
 $d \geq d_1/2$ и не менее 10 мм

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассчитывать как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Как известно, при полном использовании несущей способности железобетонных элементов напряжения в бетоне и арматуре достигают расчетных сопротивлений, т.е. $\sigma_b = R_b$; $\sigma_s = R_s$.

При достижении расчетных сопротивлений бетон работает как упруго-пластический материал с преобладанием пластических деформаций, а арматура работает в области площадки текучести. При определении усилий методами строительной механики обычно принимается, что

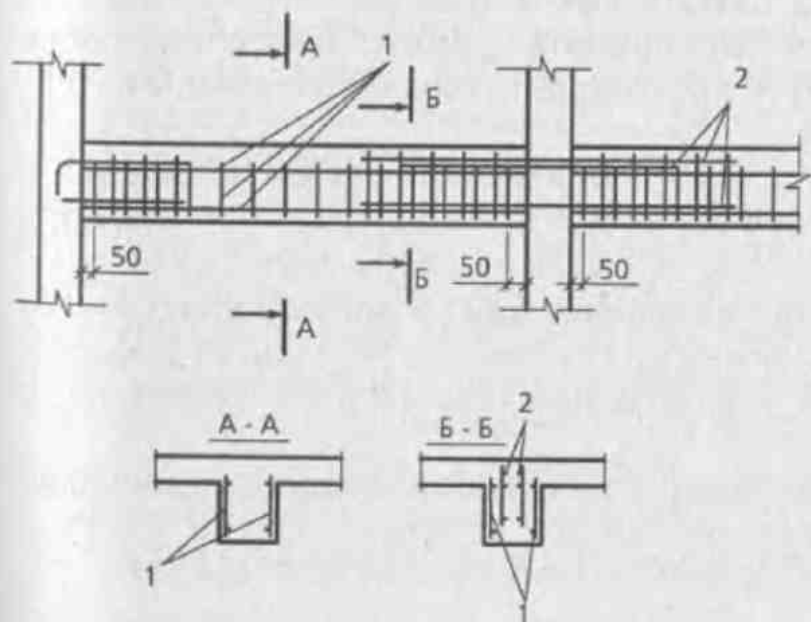


Рис. 5.30. Армирование главной балки:
1 - пролетный каркас;
2 - опорный каркас

элементы конструкции работают упруго. Такое допущение является приемлемым при расчете усилий в статически определимых конструкциях. В статически неопределимых же конструкциях такое допущение во многих случаях является нецелесообразным. Это объясняется тем, что допущение

не отвечает действительной работе элементов и, кроме того, при этом имеет место несоответствие, т.е. при расчете по предельным состояниям расчет сечений выполняется с учетом пластических деформаций бетона [49].

Работа конструкций при действии высоких температур, возникающих при пожаре, рассматривается за пределами упругости. В учете неупругих деформаций бетона и арматуры и состоит особенность расчета усилий в статически неопределимых конструкциях. Изменение при переходе от расчета по упругой схеме к расчетам с учетом неупругих деформаций называется перераспределением усилий и, главным образом, моментов. Расчет несущей способности конструкций при учете перераспределения моментов может быть выполнен методом предельного равновесия, если предел их несущей способности характеризуется резким возрастанием общих необратимых деформаций.

При определении нагрузок, отвечающих пределу несущей способности конструкций, любым способом (статическим или кинематическим), используются свойства и предельные условия, отвечающие возникновению пластического шарнира.

Зона или участок больших местных деформаций предельного равновесия в балках называются пластическими шарнирами — (ПШ), а в плитах — линиями излома.

Напряжения в бетоне и арматуре в зоне ПШ обычно принимаются $\sigma_b = R_b; \sigma_s = R_s$. Зона распространения этих предельных напряжений сравнительно невелика, поэтому для практических расчетов прочности принимают, что эта зона стягивается в точку (рис. 5.31, а).

Эпюра напряжений в бетоне как и при расчете сечения по предельным состояниям может быть принята прямоугольного очертания. Внутренние усилия в сечении А-А, проходящем через ПШ показаны на рис. 5.31, б.

Момент внутренних усилий относительно точки приложения В усилия N_b в сжатой зоне бетона $M_{ш} = R_s A_s Z$. Это выражение является границей предельного условия $M \leq R_s A_s Z$. Плечо пары внутренних сил Z сравнительно мало меняется при изменении армирования в практически применяемых пределах. Поэтому можно считать, что $M_{ш}$ зависит только от площади сечения арматуры A_s и класса арматуры (R_s), т.е. практически $M_{ш} = \text{const}$.

В статически определимой конструкции, например, свободно лежащей балке, под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате напряжение в жатой зоне σ_b достигнет значения $R_b (\sigma_b = R_b)$, т.е. конструкция превращается в мгновенно изменяемую систему — механизм (рис. 5.31, в).

В статически неопределимых системах каждый ПШ понижает на одну ступень степень статической неопределимости системы. Так,

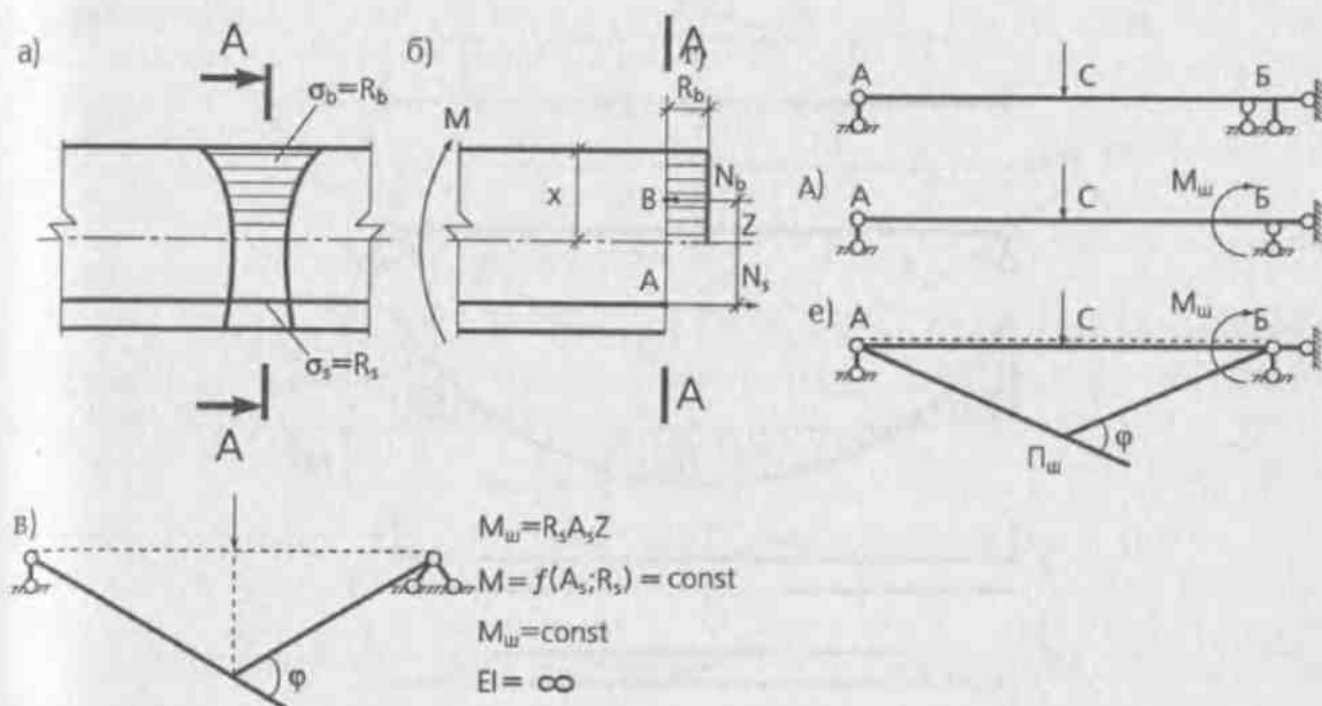


Рис. 5.31. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках

например, однажды статически неопределимая балка (см. рис. 5.31,г) при образовании ПШ превращается в статически определимую балку с известным моментом $M_{ш}$ на опоре Б (рис. 5.31,д). В состоянии предельного равновесия статически неопределимая система приводится при образовании числа ПШ на один больше степени статической неопределимости системы. Так, балка на рис. (5.31,е) находится в предельном равновесии при образовании второго ПШ в точке С, где положительный момент достигает наибольшего значения. Таким образом, например, осадка опор, воздействие высоких температур вызывают в упругой стадии работы конструкции дополнительные и порой довольно существенные усилия. При расчете же статически неопределимых систем по методу предельного равновесия учет подобного рода факторов излишен. Это становится очевидным, если учесть, что прежде чем в конструкции наступит состояние предельного равновесия, она в какой-то предшествующий этому момент превратится в статически определимую систему, на которую, как известно, эти факторы никакого влияния оказать не могут.

Рассмотрим однопролетную балку, защемленную на обеих опорах (рис. 5.32,а), загруженную равномерно распределенной нагрузкой с одинаковым продольным армированием на опорах и в пролете. Расчетную схему балки можно представить в виде шарнирно опертой балки с моментами M_{sup} на опорах (рис. 5.32,б).

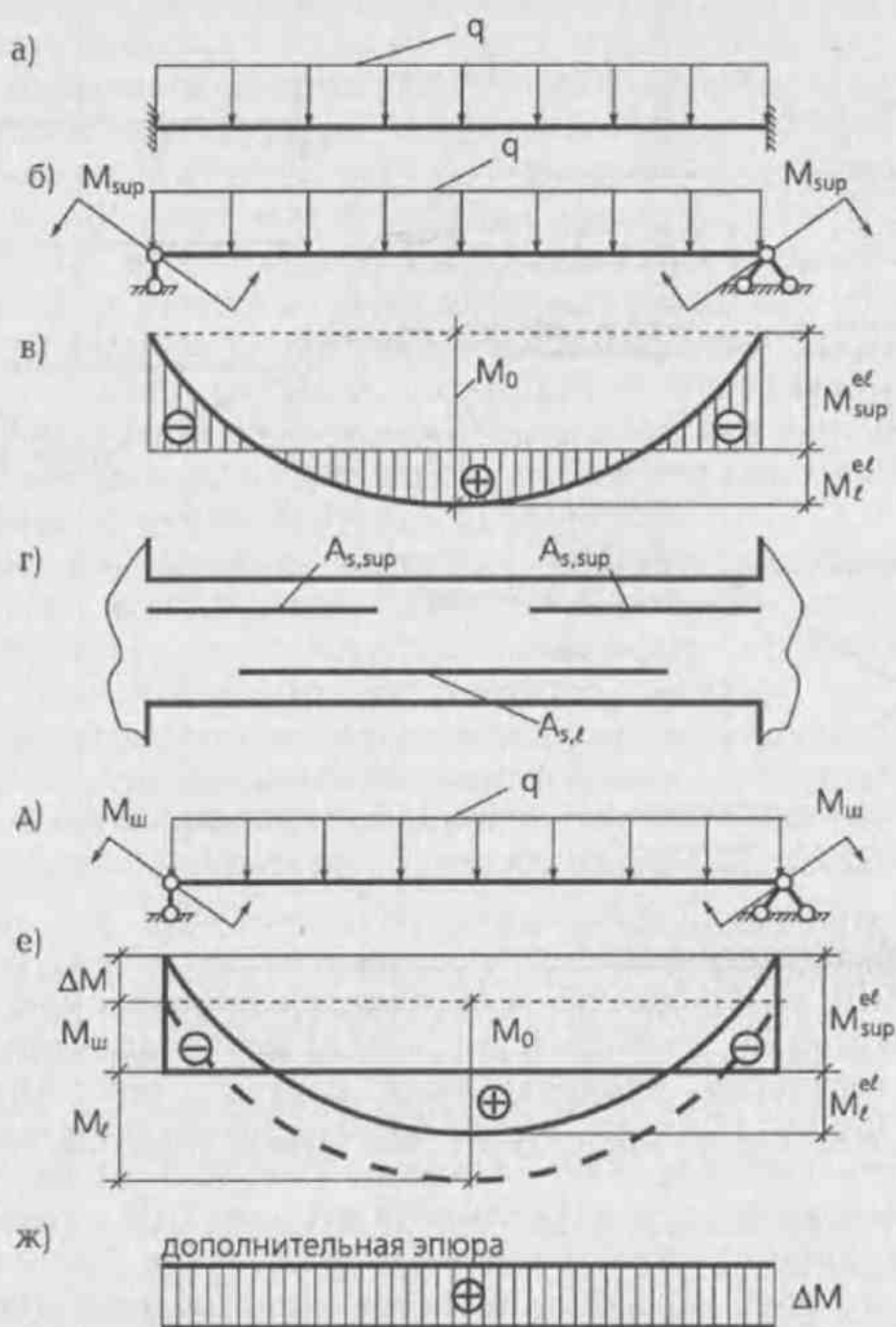


Рис. 5.32. Эпюры перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке при равномерно распределенной нагрузке

Построение эпюры моментов производится "подвешиванием" эпюры моментов простой балки к эпюре от опорных моментов. При упругой работе материала в балке возникают: опорные моменты M_{sup}^{el} и наибольший пролетный момент M_{el}^{el}

Из построения следует $M_0 = M_{sup}^{el} + M_{el}^{el}$ (рис. 5.32, в), где M_0 — балочный момент (момент в свободно опертой балке).

Из курса "Сопротивления материалов" известно, что для данной балки

$$M_{\text{sup}}^{el} = \frac{ql^2}{12}; \quad M_{\ell}^{el} = \frac{ql^2}{24}.$$

$$\text{Отношение } \frac{M_{\text{sup}}^{el}}{M_{\ell}^{el}} = 2.$$

В железобетонной балке восприятие опорного момента обеспечивается арматурой. Необходимое сечение арматуры при расчете по упругой схеме равно

$$A_{s,\text{sup}}^{el} = \frac{M_{\text{sup}}^{el}}{R_s Z}.$$

При наличии такой арматуры ПШ на опорах не образуется.

Предположим, что на опорах установлена арматура $A_{s,\text{sup}} < A_{s,\text{sup}}^{el}$ (рис. 5.32, г). Тогда в арматуре возникнут значительные неупругие деформации, сопровождающиеся поворотом сечения. На опорах образуются ПШ, а значение момента $M_{\text{ш}} = A_{s,\text{sup}} R_s Z$ (рис. 5.32, д).

С дальнейшим ростом нагрузки (внешней) величина опорных моментов остается равной $M_{\text{sup}}^{pl} = M_{\text{ш}}$, а увеличивается пролетный момент M_{ℓ} . Процесс перераспределения моментов сопровождается деформациями в пластических шарнирах. Так как $M_0 = M_{\text{sup}}^{pl} + M_{\ell}$, то можно определить $M_{\ell} = M_0 - M_{\text{ш}}$. Если наложить на полученную эпюру — эпюру моментов в упругой стадии работы материалов, то видно, что опорные моменты уменьшились на величину $\Delta M = M_{\text{sup}}^{pl} - M_{\text{ш}}$, а пролетный момент увеличился на ΔM (рис. 5.32, е).

Поэтому можно представить, что эпюра моментов в пластической стадии получена из эпюры моментов в упругой стадии путем наложения так называемой дополнительной эпюры. В данном случае дополнительная эпюра имеет вид прямоугольника (рис. 5.32, ж). Исходя из этого, можно сказать, что дополнительная эпюра — это эпюра от дополнительных моментов ΔM в пластических шарнирах. Результирующая от сложения этой (дополнительной) эпюры с эпюрой моментов, полученной при упругой работе элемента, и будет представлять собой эпюру моментов с учетом образования ПШ, т.е. с учетом неупругих деформаций.

Теперь посмотрим, каково соотношение опорного и пролетного моментов:

$$\frac{M_{\text{sup}}^{p\ell}}{M_{\ell}} = \frac{M_{\text{ш}}}{M_{\ell}} = \frac{M_{\text{sup}}^{e\ell} - \Delta M}{M_{\ell}^{e\ell} + \Delta M} \neq \frac{M_{\text{sup}}^{e\ell}}{M_{\ell}^{e\ell}}.$$

Полученное неравенство выражает перераспределение моментов.

В практике проектирования конструкций перераспределение моментов вследствие пластической работы материалов используют в интересах экономии материалов и улучшения конструктивного качества. В большинстве случаев для этого производят так называемое "выравнивание моментов" $M_{\text{sup}} = M_{\ell}$. При этом облегчается армирование опорных сечений, достигается одинаковое армирование сетками и каркасами на опорах и в пролетах, что позволяет снизить расход арматурной стали на 20-30%.

Для рассмотренной балки выравнивание моментов составит

$$M_{\ell} = M_{\text{ш}} = \frac{M_0}{2} = \frac{q\ell^2}{8 \cdot 2} = \frac{q\ell^2}{16}.$$

Ордината дополнительной эпюры будет

$$\Delta M = M_{\text{sup}}^{e\ell} - M_{\text{ш}} = \frac{q\ell^2}{12} - \frac{q\ell^2}{16} = \frac{q\ell^2}{48}.$$

Разрушение такой балки произойдет при образовании пластического шарнира в пролете, то есть когда она превратится в изменяемую систему.

На примере этой же балки (рис. 5.33,а) покажем резерв несущей способности конструкции по сравнению с упругим методом расчета. Исходя из упругого метода расчета следует, что первые два пластических шарнира одновременно возникнут на опорах балки. Нагрузку, вызывающую такое состояние, определим из условия $q_0 = 12M_{\text{sup}}/\ell^2$.

Исчерпание несущей способности наступит лишь тогда, когда в середине пролета (в сечении, где действует максимальный момент от нагрузки) балки напряжения в арматуре достигнут предела текучести. Дополнительная нагрузка, переводящая конструкцию в состояние предельного равновесия, определяется из условия

$$\frac{q_0\ell^2}{24} + \frac{\Delta q\ell^2}{8} = \frac{q_0\ell^2}{12}.$$

Отсюда $\Delta q = \frac{q_0}{3}$. При этом на всех этапах нагружения должна соблюдаться зависимость: сумма пролетного и соответствующих частей опорных моментов равна моменту в свободно опертой балке:

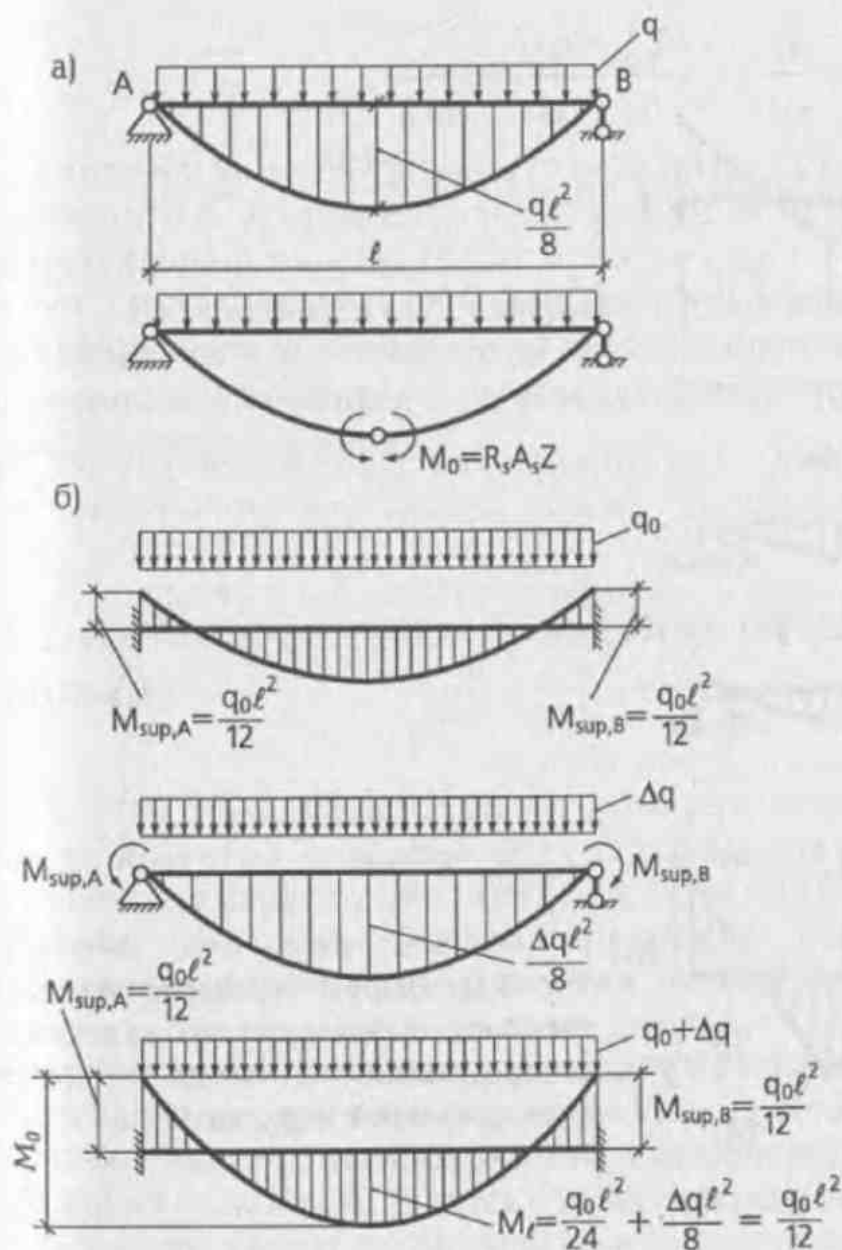


Рис. 5.33. Эпюры изгибающих моментов в балке:

а - статически определимой;

б - статически неопределимой

$$M_0 = M_l + \frac{M_{sup,A} + M_{sup,B}}{2}.$$

Последовательность перераспределения изгибающих моментов рассмотрим еще на примере балки, защемленной на двух опорах, нагруженной сосредоточенной нагрузкой. С появлением пластического шарнира на одной из опор при нагрузке F_0 (рис. 5.34,а) балка приобретает новую схему — с одной защемленной и второй шарнирной опорами (рис. 5.34,б). При дальнейшем повышении нагрузки балка работает по этой новой схеме.

С момента появления пластического шарнира на другой опоре при увеличении нагрузки на $\Delta_1 F_0$ балка превращается в свободно опертую

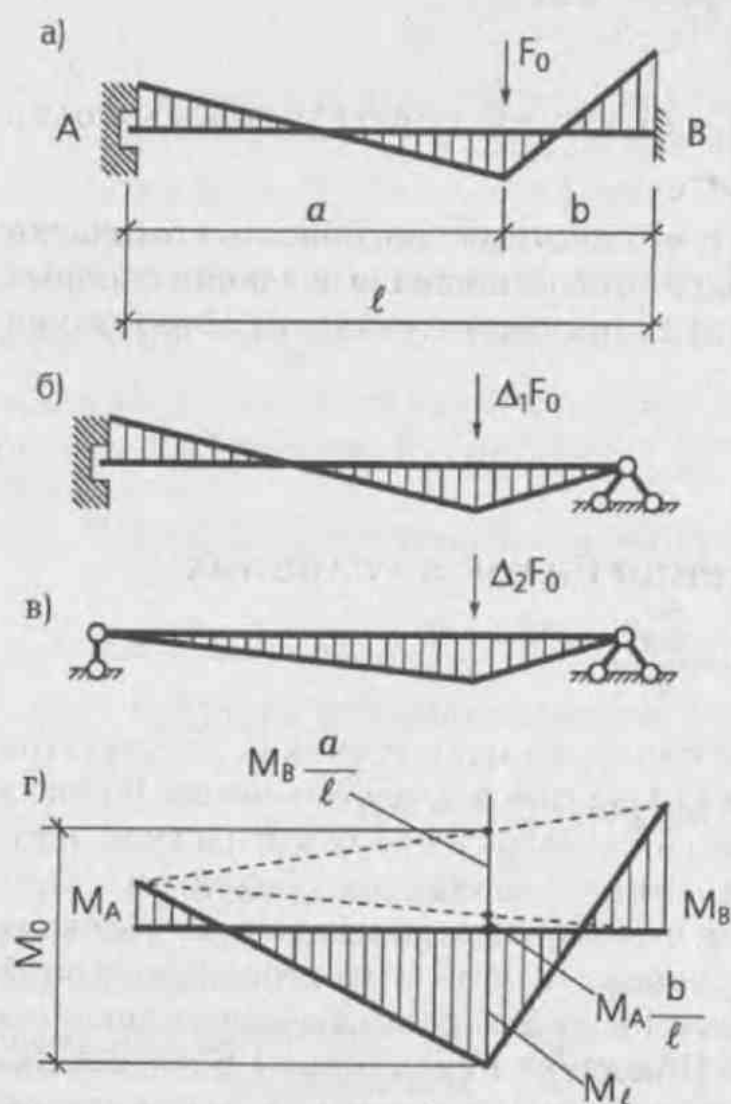


Рис. 5.34. Эпюры перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке при сосредоточенной нагрузке

(рис. 5.34,в). Образование пластического шарнира в пролете при дополнительной нагрузке $\Delta_2 F_0$ превращает балку в изменяемую систему, т.е. приводит к разрушению.

Предельные расчетные моменты в расчетных сечениях (в пластических шарнирах) равны: на опоре А — M_A ; на опоре В — M_B ; в пролете — M_ℓ (рис. 5.34,г).

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0.$$

Найдем статическим способом изгибающие моменты балки в предельном равновесии.

Пролетный момент равен

$$M_\ell = M_0 - M_A \frac{b}{\ell} - M_B \frac{a}{\ell}. \quad (5.1)$$

Отсюда уравнение равновесия имеет следующий вид:

$$M_0 = M_\ell + M_A \frac{b}{\ell} + M_B \frac{a}{\ell},$$

где $M_0 = \frac{Fab}{\ell}$ т.е. момент статически определимой свободно опертой балки.

Из уравнения (5.1) вытекает, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров.

5.1.1.г. Особенности поведения балок в условиях пожара

Исследования натурных пожаров, а также изучение результатов экспериментов показывают, что поведение железобетонных балок в условиях пожара обусловлено факторами, аналогичными для плоских плит. Однако непосредственное сравнение поведения балок и плит неправомерно. Это объясняется тем, что балочные конструкции в условиях пожара обогреваются с трех сторон. Кроме того, отличительной особенностью балок по сравнению с плоскими конструкциями является наличие арматуры в сжатой зоне. При двух- и трехмерном потоке тепла сечения элементов прогреваются интенсивнее, чем при одномерном, особенно углы балок. Во всех случаях происходит нагревание сжатой зоны бетона, что влияет на прочность и деформативность бетона и арматуры сжатой зоны.

В статически определимых балках прогрев продольных арматурных стержней до критической температуры приводит к образованию пластического шарнира в сечении, где действует $M_{n,max}$, что и является причиной разрушения балки, то есть наступления ее предела огнестойкости.

Существенное влияние на поведение балок в условиях пожара оказывает способ их опирания. Опыты показывают, что при свободных шарнирных опорах и при абсолютно жестком закреплении концов балок они имеют минимальную огнестойкость.

Статически неопределимые изгибаемые конструкции при нагреве снижают свою несущую способность за счет уменьшения прочности опорных и пролетных сечений. Прочность пролетных сечений, как и в случае статически определимых элементов, уменьшается в результате нагревания растянутой арматуры. Снижение прочности опорных сечений

происходит вследствие прогрева бетона и арматуры сжатой зоны до высоких температур.

В условиях пожара в статически неопределимых стержневых элементах при заделке их опор происходит перераспределение моментов за счет возникновения отрицательного температурного момента вследствие перепада температур по высоте сечения и отсутствия свободы поворота сечений. Из-за перепада температур балка стремится изогнуться вниз, чему препятствует заделка на опорах. Возникающий температурный момент уменьшает момент в пролете и увеличивает соответственно моменты на опорах.

В балках, армированных по выравненным моментам, уже через 10-15 минут нагрева отрицательный температурный момент приводит к образованию пластических шарниров на опорах. После образования пластических шарниров на опорах элемент превращается в статически определимую конструкцию с известными моментами на опорах.

Полное разрушение конструкции произойдет при образовании третьего пластического шарнира в пролете, когда в нагретой до высоких температур пролетной растянутой арматуре резко увеличиваются деформации температурной ползучести. Перераспределение усилий, как видим, положительно сказывается на огнестойкости заделанных на опорах балок. Пролетная сильно нагретая арматура разгружается, вследствие чего пластический шарнир в пролете образуется при более высоких температурах этой арматуры, чем это имеет место у статически определимых балок. С пролетной арматуры усилия передаются на опорную растянутую арматуру, которая расположена у верхней грани конструкции и нагревается слабее. Поэтому предел огнестойкости статически неопределимых элементов существенно выше, чем у простых изгибаемых элементов. Он зависит от соотношения площадей сечения опорной и пролетной арматуры одного класса, т.е. от соотношения равнодействующих усилий, воспринимаемых арматурой на опорах и в

пролете $\left(\frac{N_{\text{sup}}}{N_t} \right)$. С увеличением этого отношения предел огнестойкости элементов повышается. Если данное соотношение составляет величину порядка 0,25, то увеличение предела огнестойкости статически неопределимого элемента по сравнению со статически определимыми составляет 10%, при соотношении 0,5 - увеличение достигает 25%, при соотношении 1,0 - 50%, при соотношении 2,0 - 150%.

Влияние статической неопределимости конструкций на предел огнестойкости должно учитываться при соблюдении следующих требований:

не менее 20% требуемой на опоре верхней арматуры должно проходить над серединой пролета;

верхняя арматура над крайними опорами неразрезной системы должна заводиться на расстояние не менее $0,4 \ell$ в сторону пролета от опоры и затем постепенно обрываться (ℓ - длина пролета);

вся верхняя арматура над промежуточными опорами должна продолжаться к пролету не менее чем на $0,15 \ell$ и затем постепенно обрываться [50].

Поэтому с точки зрения огнестойкости выгодно увеличивать армирование опорных сечений.

Рассматриваемая схема возникновения предельного равновесия балки, защемленной на опорах, предполагает наличие трех пластических шарниров, как необходимого и достаточного условия для оценки несущей способности балки в условиях пожара. Но на практике не исключены случаи таких конструктивных решений элементов, при которых пластические шарниры на опорах могут не возникнуть. В этом случае огнестойкость конструкции будет определяться предельным моментом наиболее опасного сечения.

Разрушение статически определимых изгибаемых элементов может происходить не только по растянутой зоне, но и по сжатому бетону. В этом случае сжатая зона разрушается раньше начала резкого увеличения деформаций температурной ползучести растянутой арматуры. Такой характер разрушения изгибаемых элементов происходит из-за криволинейного распределения температуры по высоте сечения. Такое разрушение характерно для перearмированных изгибаемых железобетонных элементов, работающих в условиях эксплуатации при предельно допустимых нагрузках. Потеря несущей способности их происходит от хрупкого разрушения сжатой зоны бетона при сравнительно небольших деформациях растянутой арматуры.

5.1.2. Сжатые элементы, их конструктивные особенности

В зданиях и сооружениях, наряду с изгибаемыми, имеются элементы, работающие на сжатие, которые также являются основной частью несущих строительных конструкций.

В многоэтажных зданиях таковыми элементами являются колонны, поддерживающие перекрытия, в одноэтажных зданиях — колонны, поддерживающие стропильные конструкции, в фермах — сжатые пояса, в бескаркасных зданиях — несущие стены и т.д.

В условиях эксплуатации сжатые элементы могут быть внецентренно-сжатыми со случайным эксцентриситетом e_a и внецентренно-сжатыми с эксцентриситетом $e_0 > e_a$. Внецентренно-сжатые элементы со случайным эксцентриситетом можно рассматривать (условно) центрально-сжатыми.

К центрально-сжатым элементам условно относят: промежуточные колонны в зданиях и сооружениях, верхние пояса ферм, нагруженных узловой нагрузкой, восходящие раскосы и стойки решетки ферм, а также некоторые другие конструктивные элементы (рис. 5.35). В действительности, из-за несовершенства геометрических форм элементов

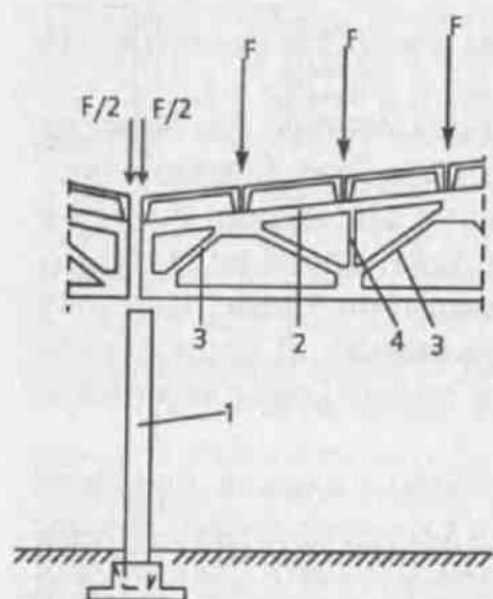


Рис. 5.35. Сжатые элементы со случайными эксцентриситетами:

- 1 - промежуточные колонны (при одинаковом двустороннем нагружении);
- 2 - верхний пояс ферм (при узловом приложении нагрузки);
- 3 - восходящие раскосы;
- 4 - стойки

конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин обычно центральное сжатие в чистом виде не наблюдается, а имеет место внецентренное сжатие с так называемыми случайными эксцентриситетами.

По форме поперечного сечения сжатые элементы со случайным эксцентриситетом делают чаще всего квадратными или прямоугольными, реже круглыми, двутавровыми, многогранными.

В большинстве случаев сжатые конструкции, помимо действия продольной сжимающей силы N , подвержены действию изгибающего момента M . Изгибающий момент возникает, например, от приложения продольной силы N с некоторым эксцентриситетом $e_0 > e_a$ относительно центра тяжести сечения колонны (рис. 5.36). Изгибающий момент может возникать в узловых соединениях колонны, являющейся стойкой рамной конструкции от непосредственного приложения к колонне поперечной силы, например, от ветровой нагрузки, от действия температуры, неравномерной осадки опор и целого ряда других воздействий.

Эти конструкции находятся в условиях внецентренного сжатия. К ним также относятся колонны одноэтажных производственных зданий, нагруженных давлением от кранов, верхние пояса безраскосных ферм, стены подземного резервуара и другие конструкции (рис. 5.36).

Для расчета железобетонных конструкций во всех случаях необходимо знать величину расчетного эксцентриситета продольной силы e_0 , определяемую для статически определимых конструкций по формуле:

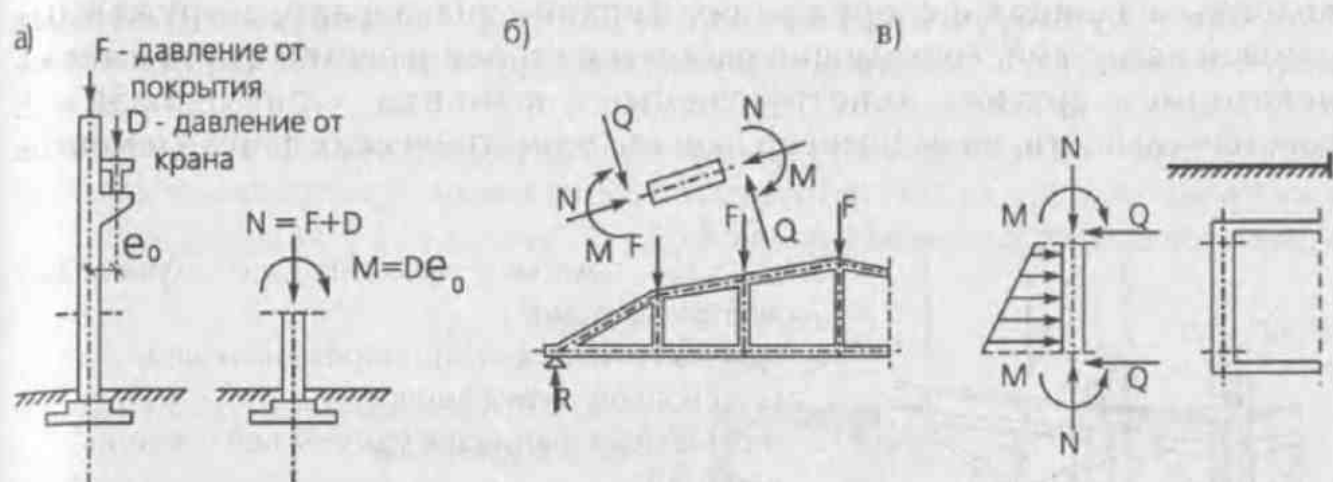


Рис. 5.36. Внецентренно-сжатые элементы: а - колонна производственного здания; б - верхний пояс безраскосной фермы; в - стена подземного резервуара

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a, \quad (5.2)$$

где e_a — случайный эксцентриситет.

Учитывая неоднородность строения бетонного тела и другие факторы, непредусматриваемые расчетом, в статически неопределимых конструкциях величина эксцентриситета e_0 не должна приниматься меньше случайного эксцентриситета e_a , а в статически определимых конструкциях расчетные значения эксцентриситета находятся как сумма эксцентриситетов из статического расчета и случайного. Эксцентриситет e_a в любом случае принимается не менее одного из следующих значений: $1/600$ длины элемента ($\ell_0/600$) или длины его части (между точками закрепления), учитываемом в расчете; $1/30$ высоты (h) сечения элемента, или 1 см.

В зависимости от особенностей армирования сжатые элементы различают:

- 1) по виду продольного армирования: с гибкой продольной арматурой и хомутами; с жесткой (несущей) продольной арматурой;
- 2) по виду поперечного армирования: с обычным поперечным армированием; с косвенной арматурой, учитываемой в расчете.

Сжатые элементы с гибкой продольной арматурой и хомутами армируют продольными стержнями диаметром 12-40 мм (рабочая арматура) преимущественно из горячекатанной стали класса А-II, А-III и термомеханически упроченной — Ат-III. Минимальные диаметры рабочей арматуры: в сборных элементах — 16 мм, в монолитных — 12 мм. При

значительных нагрузках и больших эксцентриситетах возможно применение арматуры классов Ат-IV, Ат-V, А-V диаметром до 32 мм в вязаных каркасах. Поперечное армирование осуществляется стержнями из горячекатанной арматурной стали классов А-III, А-II, А-I. Продольную и поперечную арматуру сжатых элементов объединяют в плоские и пространственные каркасы, сварные или вязаные. Армирование сжатых элементов представлено на рис. 5.37.



Рабочая арматура ставится по расчету и воспринимает часть нагрузки, действующей на элемент. Поперечная арматура (хомуты) в основном предназначены для обеспечения проектного положения арматуры и для предотвращения выпучивания продольных стержней при действии внешней нагрузки. Она также препятствует развитию поперечных деформаций элемента.

Расположение продольной арматуры может быть симметричным ($A_s = A'_s$) относительно центра тяжести сечения и несимметричным ($A_s \neq A'_s$). Симметричное армирование проще в изготовлении, но при больших эксцентриситетах — менее экономично.

Насыщение поперечного сечения сжатых элементов продольной арматурой оценивают коэффициентом армирования μ (μ %):

для элементов со случайным эксцентриситетом

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{A_{s,tot}}{bh}; \mu\% = \frac{A_{s,tot}}{bh} \cdot 100\%; \quad (5.3)$$

для элементов с расчетным эксцентриситетом

$$\mu = \frac{A_{s,tot}}{bh_0}; \mu\% = \frac{A_{s,tot}}{bh_0} \cdot 100\%, \quad (5.4)$$

где h_0 - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до сжатой грани сечения.

Для элементов со случайным эксцентриситетом коэффициент μ % не должен превышать 3%, а для внецентренно-сжатых — 0,5-1,2%. Минимальные значения $\mu\%$ равны соответственно 0,5% и 0,05-0,25% в зависимости от гибкости элемента ($\lambda = \ell_0 / i$). Рабочие стержни в поперечном сечении колонны размещают возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя a_c , которая должна быть не менее 20 мм и не менее диаметра стержней арматуры (см. рис. 5.37,а).

Максимальное расстояние между продольными стержнями должно быть не более 400 мм (рис. 5.37).

Расстояния между поперечными стержнями (по условию обеспечения продольных стержней от бокового выпучивания при сжатии) s (см. рис. 5.37) должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных — $15d$, но не более 500 мм при $R_{sc} = 450$ Мпа. Если общее насыщение элемента продольной арматурой превышает 3% ($\mu > 0,03$), то поперечные стержни необходимо устанавливать с шагом s не более $10d$ и не более 300 мм. Следует учитывать также следующее условие: s - величина шага поперечной арматуры не должна превосходить наименьший размер сечения колонны.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням плоских каркасов (см. рис. 5.37).

Диаметр поперечных стержней d_{sw} в сварных каркасах должен назначаться по условиям свариваемости ($d_{sw} / d = 0,25 \div 0,3$), в вязаных каркасах не менее 5 мм и не менее $0,25d$, где d — наибольший диаметр продольных стержней. Толщина защитного слоя поперечных стержней a_w должна быть не менее 15 мм.

Сжатые элементы с несущей (жесткой) арматурой применяются главным образом в многоэтажных зданиях каркасного типа, возводимых из монолитного железобетона. В этом случае несущая арматура используется

вместо лесов для поддержания нагрузки от опалубки, свежееуложенного бетона и монтажных устройств. После приобретения бетоном достаточной прочности конструкция работает как железобетонная с несущей (жесткой) арматурой.

В качестве несущей арматуры используют прокатную сталь двутаврового, швеллерного, крупного уголкового профиля, то есть жесткую арматуру или крупные круглые стержни и мелкий уголкового профиля – сварные каркасы (рис. 5.38,а).

В колоннах с жесткой арматурой отдельные профили соединяют планками или решетками. Сечение жесткой арматуры принимают в пределах 3-8% площади бетона поперечного сечения элемента. Во избежание отслоения бетона насыщение арматурой поперечного сечения не должно превышать 15% (суммарное). При большем проценте армирования считается, что бетон может выполнять только функции защитной неработающей оболочки. Элементы снабжаются поперечной арматурой. Дополнительная гибкая арматура размещается по периметру сечения по общим правилам в виде отдельных стержней или плоских сварных каркасов.

Если армирование осуществляется только жесткой арматурой, то по контуру сечения устанавливают легкие сварные сетки с монтажными стержнями по углам.

Защитный слой бетона для прокатных профилей и расстояния между профилями назначают по рис. 5.38,а; при этих размерах обеспечивается высокое качество бетонирования.

Несущую арматуру в виде сварных каркасов конструируют из круглой и мелкой фасонной стали, объединяя плоские сварные каркасы в пространственные устойчивые арматурные блоки (рис. 5.38,б). При этом основные продольные стержни раскрепляют поперечными и наклонными стержнями (все сварные швы – двусторонние).

Если в центрально-сжатых коротких элементах одновременно с продольной установить поперечную арматуру с малым шагом способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то можно существенно повысить несущую способность элемента. Такое армирование называют косвенным.

В практике для сжатых элементов с круглым или прямоугольным поперечным сечением косвенное армирование выполняется в виде спиралей или сварных колец, а для прямоугольных сечений – объемное косвенное армирование в виде поперечных сварных сеток (рис. 5.39). Армирование сетками часто применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков. Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование.

Граничные стержни сварных сеток, спирали и кольца должны охватывать все продольные стержни элементов.

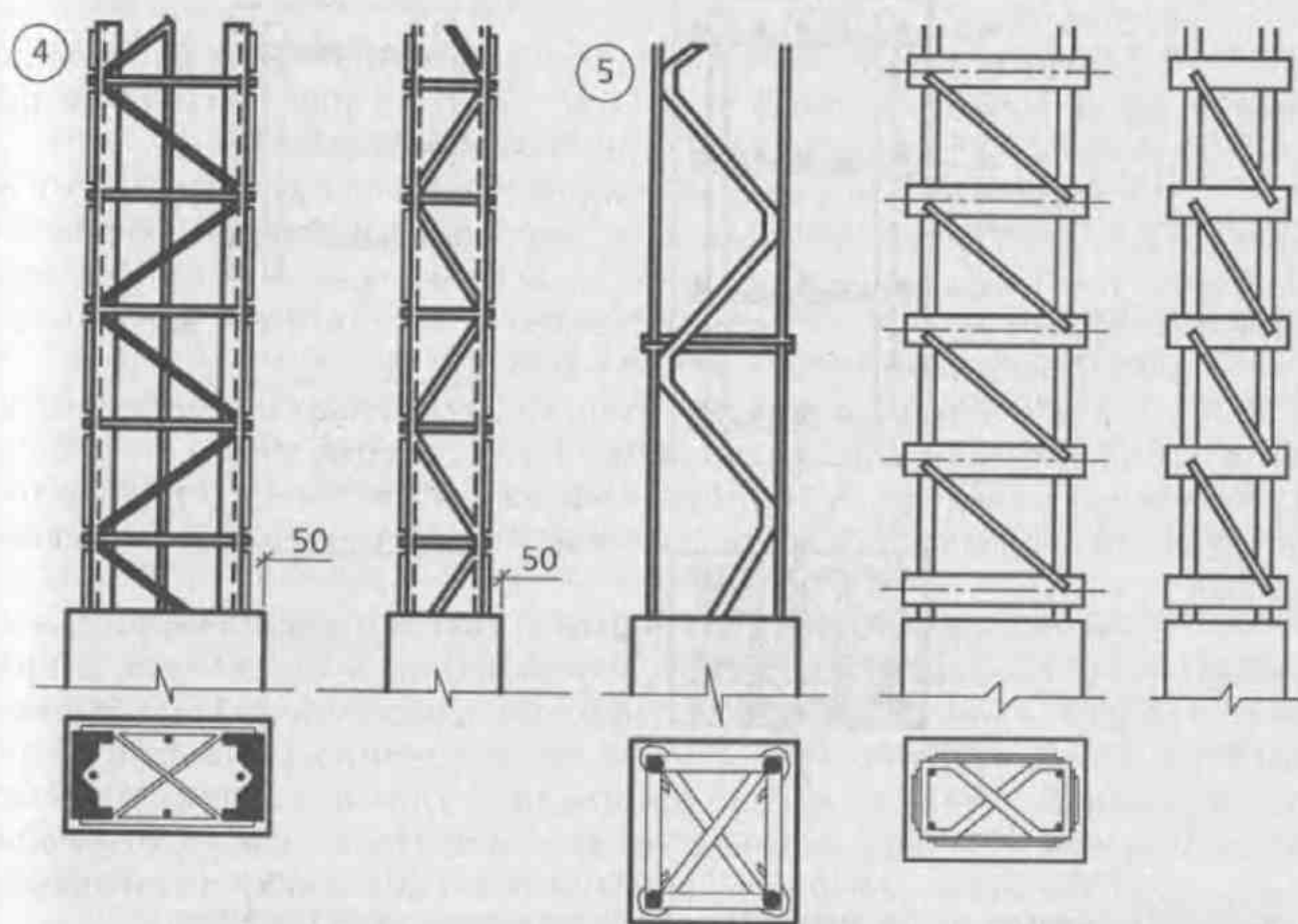
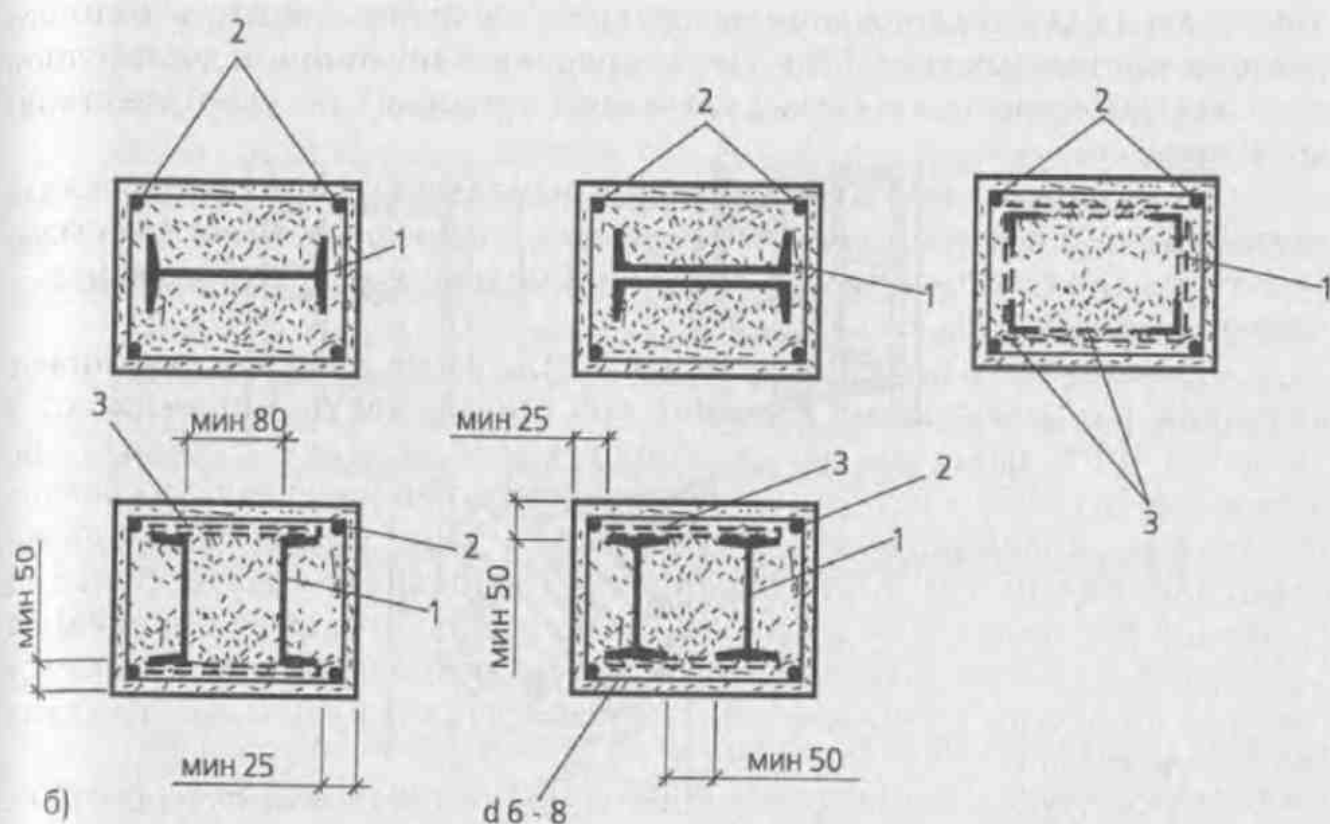


Рис. 5.38. Сжатые элементы: а - колонны с несущей жесткой арматурой; 1 - жесткий профиль; 2 - арматурные стержни; 3 - соединительные планки; б - колонны с несущей арматурой из сварных каркасов, продольные элементы которых выполнены: 4 - из фасонного и круглого проката; 5 - из круглого проката

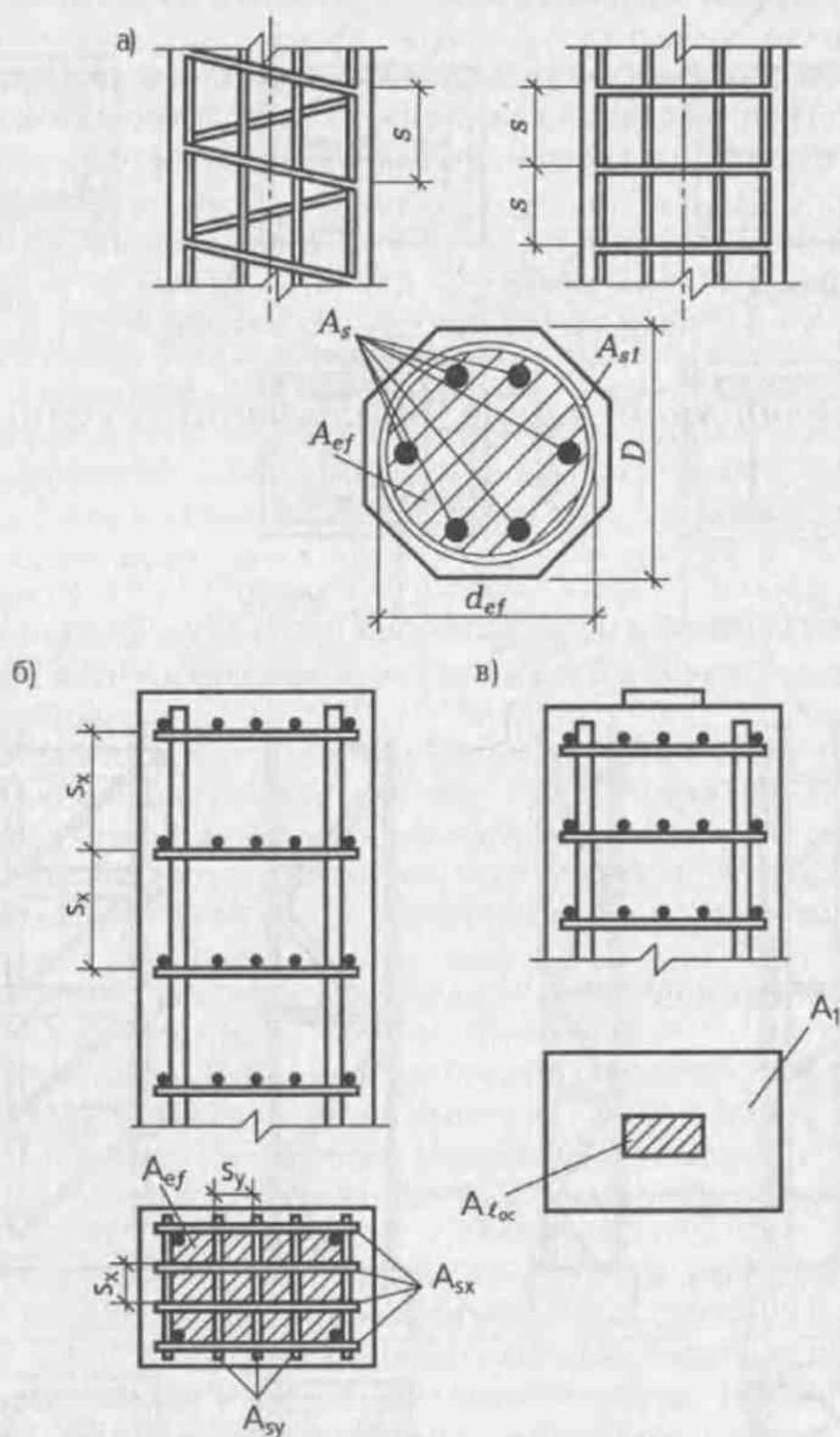


Рис. 5.39. Центально-сжатые элементы, усиленные косвенным армированием:
а - спиралью; б - поперечными сварными сетками; в - то же, подцентрирующей прокладкой

Спираль (кольца) изготавливают из арматурной стали классов А-I, А-II, А-III диаметром 6-14 мм или проволоки Вр-I, принимая их шаг не менее 40 мм и не более $1/5$ диаметра сечения элемента, но не более 100 мм.

Для сварных сеток применяют ту же арматурную сталь, что и для спиралей. Размеры ячеек сеток принимают не менее 45 мм и не более $1/4$ меньшей стороны сечения элемента, но не более 100 мм; шаг сеток $s \geq 60$ мм, но не более $1/3$ ширины сечения и 150 мм.

При усилении концевых участков сжатых элементов (рис. 5.39,в) устанавливают не менее 4 сварных сеток. Зона усиления по длине элемента должна быть не менее $10d$ при продольной арматуре из стержней периодического профиля и $20d$ при гладких стержнях [50].

5.1.2.а. Особенности поведения колонн в условиях пожара

Поведение сжатых железобетонных колонн в условиях пожара зависит от схемы обогрева, размеров поперечного сечения, величины эксцентриситета приложения внешней нагрузки, коэффициента и вида армирования, а также эффективной работы защитного слоя бетона.

В процессе пожара по сечению колонн наблюдается перепад температур порядка 800-1000 °С с наименьшей температурой в центре сечения. Поэтому фактическая прочность бетона по сечению колонн изменяется от первоначальной величины при 20°С до нуля при критической температуре и выше. Это и определяет поведение колонн в условиях пожара.

Неравномерность прогрева вызывает перераспределение напряжений по сечению колонны. Температурные напряжения возрастают при увеличении температурного перепада между средней частью сечения колонны и поверхностью ее обогрева (20-30 мин). В начальный период обогрева наблюдается удлинение колонн. Устойчивость колонны в начальной стадии пожара не снижается в связи с тем, что сечение колонны сохранено и в средней части несколько разгружено.

Дальнейшее развитие пожара приводит к прогреву защитного слоя бетона до 600-800 °С. Это приводит к уменьшению температурных напряжений в сечении колонны. Наиболее прогретые части сечения бетона и рабочая арматура у поверхности колонны разгружаются за счет развития температурной ползучести, усадки, снижения прочности и деформативности. Это вызывает увеличение напряжений в центре сечения колонны, слабо нагретый бетон сохраняет прочность и упругость.

После 1-1,5 часа огневого воздействия колонны начинают укорачиваться. Спустя 2-3 часа высота нагретых колонн примерно равна их высоте в нагруженном состоянии до пожара. Нагруженные слои бетона и рабочая арматура, нагретые до температуры выше 600 °С, теряют

прочность и в дальнейшей работе практически участия не принимают. Колонна ведет себя аналогично бетонной. Колонны укорачиваются с возрастающей скоростью до момента их обрушения.

Характер разрушения железобетонных колонн с продольной гибкой и косвенной арматурой отличается от характера разрушения элементов только с продольным армированием.

Колонны с продольным армированием разрушаются под действием огня с отпаданием защитного слоя, выпучиванием рабочей арматуры и раздроблением бетона в ядре сечения, как правило, в средней части по высоте.

Наступление предельного состояния колонн с косвенной арматурой характеризуется не выпучиванием продольной рабочей арматуры, а пластическим течением образцов. Скорость прогрева бетона по сечению колонн размером 30х30 см с косвенным армированием в течение 2,5 часов такая же, как и у элементов с гибкой арматурой. Однако в дальнейшем она вырастает и к моменту разрушения колонн с косвенным армированием ядро сечения прогревается до 450-500°C, в то время как, у элементов с гибкой арматурой — до 150°C. Критическая температура бетона на границе ядра сечения выше, а поэтому огнестойкость косвенно армированных элементов в 1,5-2 раза выше, чем у колонн с гибкой арматурой.

В практике современного строительства все более широкое применение находят колонны из высокопрочного бетона. Проведенные огневые испытания колонн из высокопрочного бетона на крупном заполнителе из гранита, армированных вязаными каркасами с симметричным расположением четырех продольных стержней из арматуры класса А-III (марка стали 35 ГС), диаметром 12 и 18 мм ($\mu = 0,52\%$ и $\mu = 1,13\%$) (см. табл. 5.2), позволили установить следующее.

Предел огнестойкости колонн наступал в результате исчерпания прочности на сжатие бетона, температура которого в центре сечения составляла 150-170 °C, а по боковым граням — 900 - 950 °C.

Предел огнестойкости этих колонн зависел и от уровня предварительного нагружения, с увеличением которого предел огнестойкости колонн уменьшался.

С уменьшением процента армирования от 1,13 до 0,52 предел огнестойкости колонн из высокопрочного бетона увеличивается на 14%.

Косвенное армирование увеличивает огнестойкость колонн. Средний предел огнестойкости колонн с косвенным армированием на 19% больше, чем у колонн без косвенного армирования.

Разрушение колонн происходило при сравнительно малых деформациях, что свидетельствует о низкой деформативности высокопрочного бетона в условиях пожара.

Результаты испытаний колонн из высокопрочного бетона представлены в таблице 5.3.

Таблица 5.2.

Основные характеристики и конструкция опытных образцов колонн

Шифр и количество образцов	Размер образца, см	Вид бетона и класс по прочности	Продольная арматура	Коэффициент армирования, %	Поперечная арматура
К-3, 2 шт.	30х30х350	Высокопрочный, В50	4Ø18 А-III	1,13	Ø6 А-1 через 250 мм
К-4, 2 шт.	30х30х350	Высокопрочный, В60	4Ø12 А-III	0,52	Ø6 А-1 через 150 мм
К-5, 2 шт.	30х30х350	Высокопрочный, В60	4Ø18 А-III	1,13	Ø6 А-1 через 250 мм
К-6, 3 шт.	30х30х350	Высокопрочный, В80	4Ø12 А-III	0,52	Ø6 А-1 через 150 мм
К-7, 4 шт.	30х30х350	Высокопрочный, В80	4Ø18 А-III	1,13	Ø6 А-1 через 250 мм

Таблица 5.3.

Огнестойкость железобетонных колонн из высокопрочного бетона

Шифр образца	Защитный слой бетона до арматуры, мм	Прочность бетона, Мпа		Величина сжимающей силы в долях от разрушающей	Температура арматуры, °С	Предел огнестойкости, ч-мин
		По призмам	По СНИП 2.03.01-84			
К-3	29,7	36,8	27,5	0,42	557	1-25
	28,3	36,8	27,5	0,36	780	1-59
К-4	30,5	43,4	30,6	0,42	715	1-45
	31,0	44,9	31,5	0,36	740	2-10
К-5	30,8	45,8	32,1	0,38	535	1-30
	30,2	45,0	31,4	0,34	610	1-36
К-6	29,2	62,0	41,3	0,39	700	1-50
	29,1	62,5	41,6	0,34	840	2-30
	27,6	61,4	41,0	0,35	635	1-45
К-7	29,4	61,4	41,1	0,31	780	2-30
	29,0	64,8	43,0	0,35	720	2-05
	28,5	64,8	43,0	0,33	640	2-32
	29,1	64,8	43,0	0,32	650	2-40

Внецентренно - сжатые колонны работают на сжатие с изгибом аналогично железобетонным балкам.

5.1.3. Растянутые элементы

Растянутые элементы могут находиться в условиях центрального (осевого) и внецентренного растяжения.

В условиях центрального растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм и др. конструктивные элементы (рис. 5.40, а). Центрально-растянутые элементы применяют, как правило, предварительно напряженными. Основной принцип конструирования этих элементов заключается в симметричном расположении арматуры, чтобы избежать эксцентриситета, а сама арматура в линейных элементах (нижние пояса ферм, затяжки арок) не должна иметь стыков.

В условиях внецентренного растяжения находятся нижние пояса безраскосных ферм, стенки резервуаров, бункеров, прямоугольных в плане и испытывающих давление от содержимого. Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой и изгибаются моментом M , что

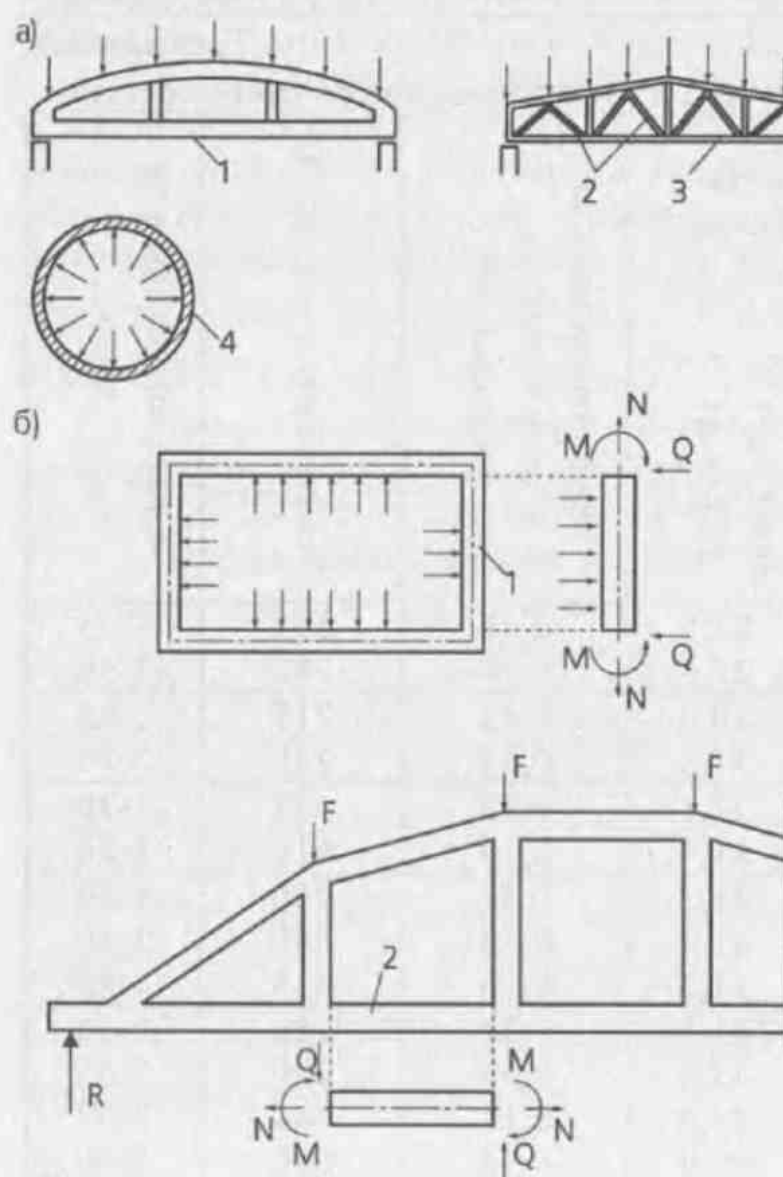


Рис. 5.40. Растянутые железобетонные элементы:

а - центрально-растянутые элементы:

- 1 - затяжка арки;
- 2 - нисходящие раскосы фермы;
- 3 - нижний пояс фермы;
- 4 - стенка круглого в плане резервуара;

б - внецентренно-растянутые элементы:

- 1 - стенка резервуара (бункера);
- 2 - нижний пояс безраскосной фермы

равноосильно внецентренному растяжению усилием N с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно продольной оси элементов (рис. 5.40,б). Эти элементы изготавливают, как правило, предварительно напряженными.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В22,5. Предварительно напряженные конструкции изготавливают из бетонов класса не ниже В22,5. В конструкциях, находящихся под давлением жидкостей, следует применять для ненапрягаемой арматуры горячекатанную сталь классов А-II и А-I, для предварительно напряженной — высокопрочную проволоку, канаты и горячекатанную сталь классов А-V, А-IV, Ат- V, Ат- VI. В поперечном сечении элемента предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично, чтобы избежать внецентренного обжатия элемента.

Растянутые элементы армируют проволокой и стержнями диаметром 3-32 мм. Целесообразнее применять меньшие диаметры при большем количестве стержней.

Общие принципы конструирования внецентренно - растянутых элементов те же, что и внецентренно - сжатых. Минимальные проценты армирования для центрально - растянутых — 0,1%, для внецентренно растянутых — 0,05%. Минимальный процент армирования устанавливают из условия предупреждения внезапного разрушения при раскрытии трещин.

Характерной особенностью поведения в условиях пожара растянутых железобетонных элементов является то, что предельное состояние, обусловливаемое работой на растяжение, наступает в момент, когда прочность арматуры снижается до величины, равной напряжению от нормативной нагрузки.

5.1.4. Предварительно напряженные железобетонные конструкции и их поведение в условиях пожара

В главе 5.1 дано определение предварительно напряженных железобетонных конструкций. Для лучшего усвоения идеи предварительно напряженных железобетонных конструкций рассмотрим процесс создания предварительного напряжения на диаграмме $\sigma - \epsilon$, показывающей зависимость относительной деформации ϵ от напряжения σ при растяжении предварительно напряженного железобетонного элемента (рис. 5.41).

Схематично процесс создания предварительного напряжения можно представить следующим образом. Для упрощения начальная длина

арматурного стержня принята равной $\ell_s = 1$ (состояние 1), так как в этом случае относительные деформации численно равны абсолютным деформациям или удлинениям, то есть $\varepsilon_s = \Delta \ell_s / \ell_s = \Delta \ell_s$.

При предварительном растяжении арматуры (например, с помощью домкрата) точка "а" переместится на величину ε_s и займет положение a' , где и закрепляется на упоре (состояние 2), при этом в арматуре возникает напряжение $\sigma_{sp} = \varepsilon_s E_s$, которое отложено на диаграмме $\sigma - \varepsilon$ графика (рис. 5.41). Затем производится бетонирование элемента (состояние 3).

После достижения бетоном заданной передаточной прочности R_{bp} арматура снимается с упоров, что сопровождается ее укорочением (точка а перемещается в точку А), напряжения в ней падают до некоторой величины ($\sigma_{sp} - \nu \sigma_{bp}$). Благодаря сцеплению вместе с арматурой бетон укорачивается на величину ε_{bp} , что вызывает появление в нем сжимающих напряжений σ_{bp} (состояние 4). Напряжение и деформации, соответствующие точке А графика, характеризуют равновесное состояние предварительного напряжения железобетонного элемента, которое может быть записано в виде $(\sigma_{sp} - \nu \sigma_{bp}) A_{sp} = \sigma_{bp} A_{bp}$.

При действии нагрузки в виде растягивающего усилия N (состояние 5) элемент будет удлиняться и, следовательно, напряжения предварительного обжатия в бетоне будут уменьшаться, а напряжения в арматуре — возрастать. При некотором значении внешней силы N деформации ε_s достигнут величины ε_{bp} и напряжения в бетоне станут равными нулю, а напряжения в арматуре достигнут величины σ_{bp} . Таким образом, бетон начинает работать на растяжение только после погашения предварительного обжатия, но к этому времени к элементу будет приложена почти вся эксплуатационная нагрузка.

Образование трещин в бетоне происходит при напряжениях в арматуре, равных $\sigma_s = \sigma_{sp} + (30 - 40)$, МПа.

Иначе говоря, в предварительно напряженном элементе существенно отодвигается момент образования трещин, что позволяет применять высокопрочную арматурную сталь. Ее применение приводит к снижению общего расхода арматуры на 30-70%.

Этот же вывод можно проиллюстрировать диаграммой «нагрузка F — прогиб f » (рис. 5.1.д).

В обычных железобетонных конструкциях в бетоне возникают растягивающие напряжения одновременно с растяжением арматуры.

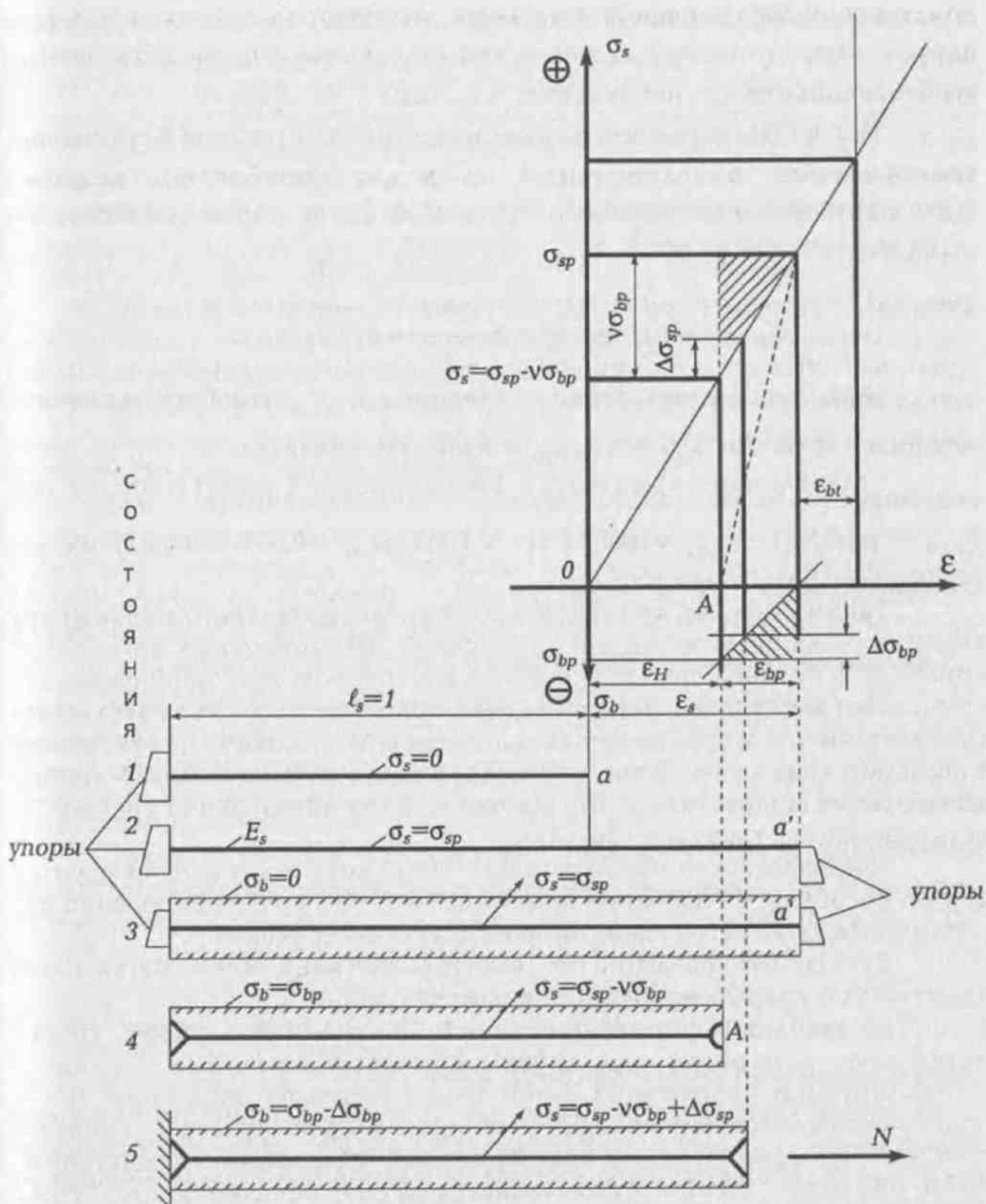


Рис. 5.41. Диаграмма $\sigma - \epsilon$ для предварительно напряженного растянутого железобетонного элемента

Известно, что предельная растяжимость бетона не превышает 0,15-0,2 мм/м. Так как бетон и сталь работают совместно, напряжения в арматуре перед образованием трещин в бетоне составляют не более

$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = (0,00015 - 0,0002) \cdot 2 \cdot 10^5 = 30 - 40 \text{ МПа}$. Эта величина напряжений в несколько раз меньше, чем напряжения при эксплуатационных нагрузках. Поэтому в бетоне даже при $\sigma_s = 150 - 170 \text{ МПа}$ образуются трещины шириной 0,1-0,2 мм. Естественно, что применять высокопрочную сталь для армирования обычных железобетонных элементов не имеет смысла. В самом деле, например, при эксплуатационной нагрузке $\sigma_{s,ser} = 200 \text{ МПа}$

$$\varepsilon_{s,ser} = \frac{\sigma_{s,ser}}{E_s} = \frac{200}{2 \cdot 10^5} = 0,001.$$

При расстоянии между трещинами $\ell_{crc} = 250 \text{ мм}$ величина раскрытия трещины $a_{crc} = \varepsilon_{s,ser} \ell_{crc} = 0,001 \cdot 250 = 0,25 \text{ мм}$.

Если элемент армировать высокопрочной арматурой, то при $\sigma_{s,ser} = 1000 \text{ МПа}$: $\varepsilon_{s,ser} = 1000 / 2 \cdot 10^5 = 0,005$; $a_{crc} = 0,005 \cdot 250 = 1,25 \text{ мм}$, что значительно больше допустимого.

Таким образом, основной целью предварительного напряжения является создание условий для применения высокопрочных материалов: арматуры и бетона с целью экономии материалов, при одновременном повышении жесткости и снижении веса конструкций за счет уменьшения сечения элементов, повышения их долговечности, стойкости по отношению к коррозии и так далее. В предварительно напряженных железобетонных конструкциях существенно отодвигается момент образования трещин, то есть повышается трещиностойкость.

Предварительно напряженные конструкции могут изготавливаться двумя способами: натяжением арматуры на упоры до бетонирования или натяжением ее на бетон (забетонированную конструкцию).

Суть способа создания предварительного напряжения натяжением арматуры на упоры заключается в том, что до бетонирования элемента арматуру заводят в форму, один конец закрепляют в упоре, другой натягивают домкратом или другим приспособлением до заданного контролируемого напряжения. Затем производится бетонирование. После приобретения бетоном необходимой передаточной прочности R_{bp} арматуру отпускают с упоров. Передача предварительного напряжения арматурой на бетон при этом способе осуществляется за счет сцепления арматуры с бетоном.

Суть второго способа, то есть создания предварительного напряжения натяжением на бетон, заключается в том, что сначала изготавливают бетонный или слабоармированный элемент, в котором имеются каналы или пазы, оставляемые при бетонировании элемента. Напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, диаметр которых превышает диаметр арматуры на 5-15 мм. Арматура натягивается с

одновременным обжатием бетона и закрепляется на бетоне с помощью приспособлений (анкеров). Затем каналы или пазы заполняются (инъецируются) через тройники-отводы, заложенные при изготовлении элемента, цементным раствором или тестом под давлением, благодаря чему достигается сцепление арматуры с бетоном и защита арматуры от коррозии.

В изгибаемых элементах (плитах) в качестве напрягаемой арматуры (продольной) применяют стержни классов А-IV, А-V, Ат-IVс, Ат-V, высокопрочную проволоку и канаты[51].

Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах ребристых плит. Напрягаемая арматура в каркасы не включается.

Сплошные плиты из тяжелого и легкого бетонов армируют продольной напрягаемой арматурой и сварными сетками. Схемы армирования плит представлены на рис. 5.7.

Для предварительно напряженных балок наиболее распространенными сечениями являются двутавровые и тавровые с развитыми растянутой и сжатой полками. Сжатая полка развивается из условия прочности элементов под нагрузкой, обеспечения устойчивости верхнего пояса и опирания настила. Растянутая полка — из условий размещения арматуры и обеспечения прочности сечения при обжатии.

Предварительно напряженная арматура, не входящая в состав каркасов, размещается в соответствии с эпюрами моментов и поперечных сил. В однопролетных балках небольшой высоты предварительно напряженную арматуру обычно располагают в растянутой зоне прямолинейно по всей длине элемента (рис. 5.27).

Предварительное напряжение применяют для внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами сжимающей силы, когда изгибающие моменты значительны и вызывают растяжение части сечения, а также для элементов очень большой гибкости. В первом случае предварительное напряжение повышает трещиностойкость и жесткость элемента и полезно в период эксплуатации. Во втором — в период изготовления, транспортировки и монтажа.

Напряжения в бетоне и в арматуре предварительно напряженных элементов как во время пожара, так и после него зависят не только от внешней нагрузки, физико-механических свойств применяемых материалов, но и от величины предварительного натяжения арматуры и обжатия бетона. Результаты экспериментально-теоретических исследований НИИЖБ позволяют сделать определенные выводы о поведении предварительно напряженных железобетонных конструкций в условиях пожара.

Особенности поведения предварительно напряженных железобетонных конструкций в условиях пожара объясняются рядом присущим только им качеств. С точки зрения огнестойкости некоторые из них являются неблагоприятными.

Предварительно напряженные элементы имеют меньшие поперечные сечения и, следовательно, обладают меньшей тепловой инерцией, чем элементы из обычного бетона, вследствие чего они нагреваются быстрее.

Напрягаемая арматура работает при значительно больших усилиях, чем арматура обычного железобетона, поэтому критическая температура для нее меньше.

Предварительно напряженные железобетонные конструкции обычно являются статически определимыми.

С другой стороны, напрягаемая арматура обычно защищается более толстыми слоями бетона, чем обычные арматурные стержни, которые должны располагаться как можно ближе к растянутой поверхности элемента. Однако это достоинство не может компенсировать указанных выше недостатков.

При расчете предварительно напряженных элементов учитываются потери предварительного напряжения арматуры в соответствии с [45].

При огневом воздействии происходят дополнительные потери предварительного напряжения: от температурной усадки и ползучести бетона на уровне продольной арматуры; от релаксации напряжений в арматуре; разности температурных деформаций бетона и арматуры; снижения модуля упругости арматуры при нагреве.

Учет дополнительных потерь предварительного напряжения в арматуре необходим при расчете деформаций, образовании трещин и при решении вопроса о возможности дальнейшего использования изгибаемых железобетонных элементов после пожара.

При огневом воздействии бетон на уровне продольной арматуры интенсивно прогревается и происходит температурная усадка бетона. Деформации температурной усадки обычного бетона даже при кратковременном нагреве больше, чем при нормальной температуре. Величина потерь предварительного напряжения от температурной усадки σ_{cs} принимается 40 МПа [50].

Потери предварительного напряжения арматуры от релаксации напряжений в арматуре за счет развития пластических деформаций арматуры при нагреве зависят от величины напряжений в арматуре и температуры ее нагрева. Потери предварительного напряжения в арматуре от релаксации напряжений за 1-2 часа нагрева принимают равными $0,001\Delta t_{sp}\sigma_{sp}$.

Величина предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} определяется с учетом всех потерь при нормальной температуре [45]. Потери предварительного напряжения в арматуре от разности температурных деформаций бетона и арматуры принимают равными $(\alpha_{s,tem} - \alpha_{b,tem})\Delta t_{sp}E_{sp}\beta_s$ если $\alpha_{s,tem} > \alpha_{b,tem}$.

Потери предварительного напряжения в арматуре от разности температурных деформаций бетона и арматуры учитываются только при нагреве, так как при остывании эти деформации обратимы.

Предварительное напряжение в продольной стержневой горячекатанной арматуре класса А-IV через 30 мин огневого воздействия исчерпывается полностью. Балки, армированные высокопрочной проволокой периодического профиля класса Вр-II, сохраняют предварительное напряжение дольше, которое исчерпывается через 45 мин нагрева. Это объясняется большей величиной предварительного напряжения в проволоочной арматуре по сравнению с горячекатанной стержневой.

Потери предварительного напряжения при нагреве выше 200°C происходят в основном за счет релаксации напряжений в арматуре и разности температурного расширения арматуры и бетона, величина которых составляет в среднем соответственно 35 и 50% общей потери для стержневой арматуры и 50-38% для высокопрочной проволоки.

Испытания, проведенные на образцах с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, позволили сделать вывод, что предварительное напряжение арматуры не влияет на предел огнестойкости изгибаемых элементов при разрушении по растянутой арматуре.

При разрушении изгибаемого элемента в растянутой зоне из-за снижения прочности стали с повышением температуры, критическая температура нагрева напряженной арматуры будет одновременно являться критической и для ненапряженной арматуры. Однако напряженная и ненапряженная арматура из стали одной марки с равной площадью поперечного сечения при нагреве до одинаковой температуры будут иметь разные деформации.

К началу текучести обе арматуры будут иметь разные деформации. Но предел огнестойкости, как показывают результаты испытаний, не зависит от абсолютной величины полных деформаций арматуры, а зависит от снижения прочности стали и от интенсивности развития полных деформаций при нагреве (рис. 5.42) [50].

При разрушении изгибаемого элемента по растянутой арматуре предварительное напряжение арматуры не влияет на предел огнестойкости, но отдаляет момент раскрытия трещин.

5.1.5. Поведение в условиях пожара несущих и самонесущих стен

Вопросы огнестойкости несущих и самонесущих железобетонных стен приобрели актуальность в связи с большим объемом строительства облегченных крупнопанельных зданий с применением ячеистых бетонов и легких бетонов на пористых заполнителях. Толщина стен в крупнопанельных зданиях высотой от 5 до 16 этажей, как правило, не

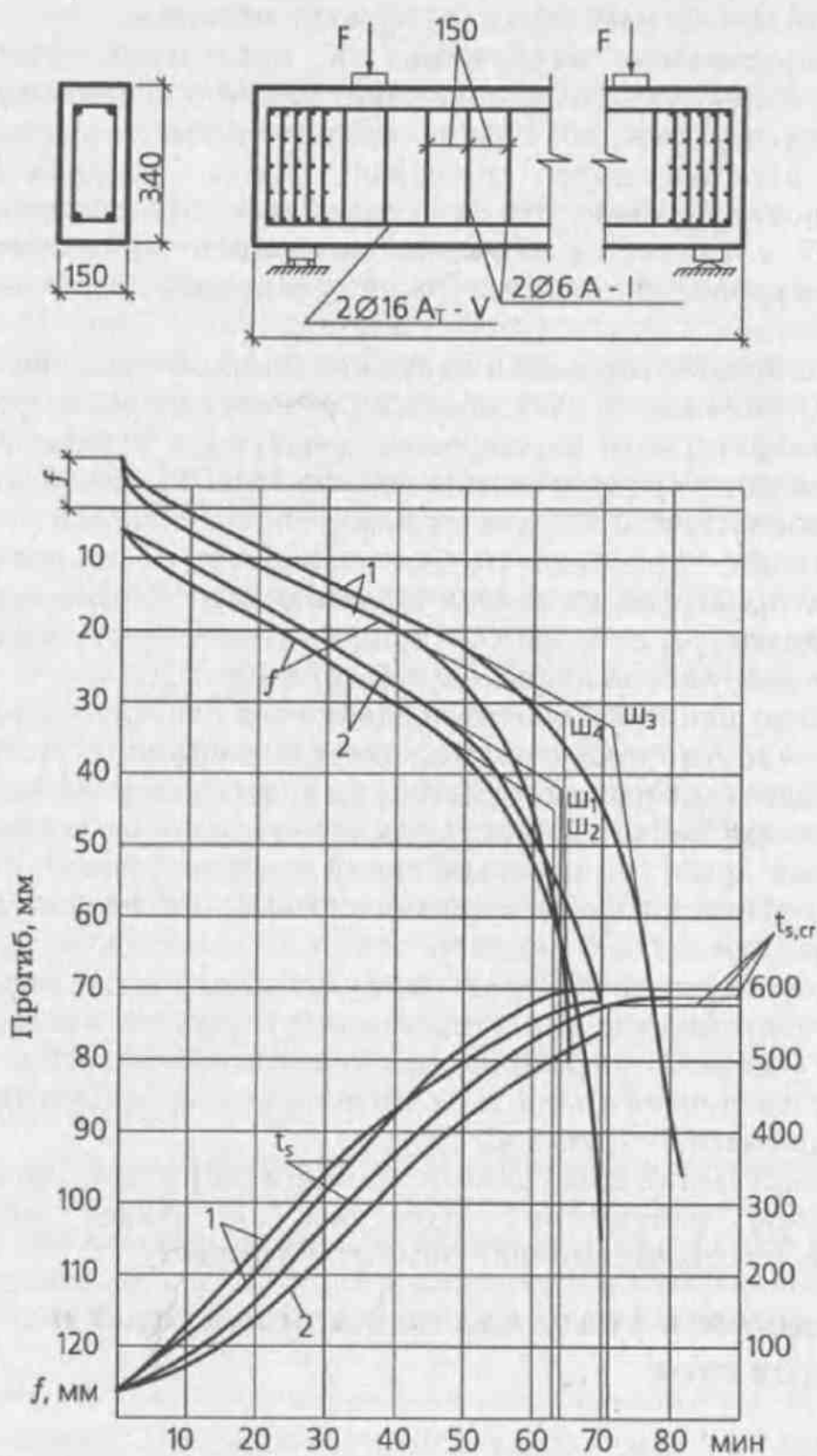


Рис. 5.42,а. Прогибы f при трехстороннем обогреве в балках из тяжелого бетона, $R_b = 21$ МПа, арматура класса А_T-V: 1 - предварительно напряженной; 2 - обычной

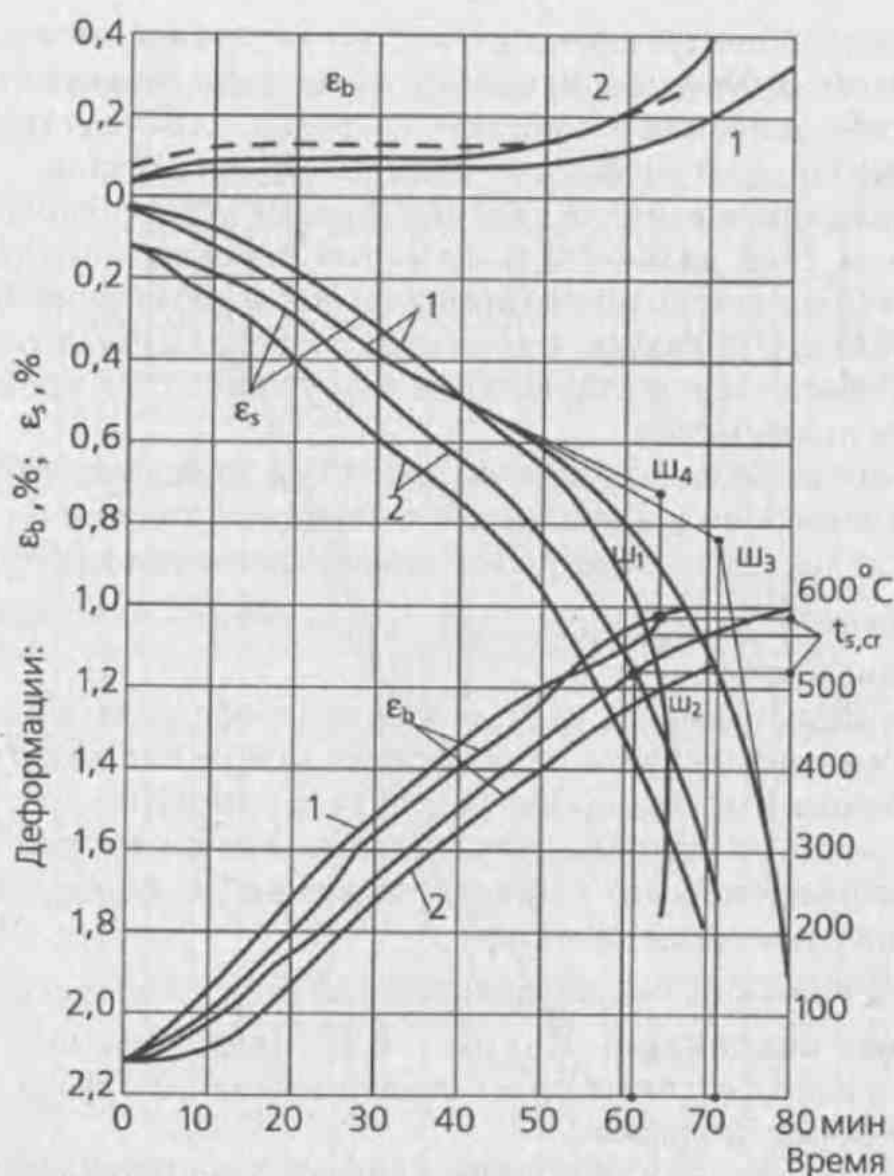


Рис. 5.42,б. Деформации растянутой арматуры ϵ_s и крайнего сжатого волокна бетона ϵ_b при трехстороннем обогреве в балках с арматурой класса Ат-V, $R_b = 21$ МПа, бетон тяжелый: 1 - предварительно напряженной; 2 - обычной

превышает 18 см. В то же время в связи с увеличением высоты зданий эксплуатационная нагрузка на стены возросла, она составляет в 9-ти этажных зданиях 450-750 кН на 1 м длины, в 16-ти этажных зданиях — от 700 до 1200 кН/м, а в 25-ти этажных зданиях достигла 1500 кН/м при напряжениях в сечении до 10 МПа. Несмотря на то, что несущие стены выполняются из железобетона, их огнестойкость нельзя считать заведомо обеспеченной в условиях пожара, так как уменьшение толщины сечения элемента и увеличение нагрузки существенно снижают сопротивляемость стен огню [52].

Несущая способность подобных конструкций в условиях пожара определяется не столько прочностными характеристиками бетона и стали, сколько деформацией элемента. Конструкция из центрально-сжатой

превращается во внецентренно-сжатую с увеличивающимся во времени эксцентриситетом. Значение и направление прогиба зависят от гибкости элемента, способа опирания его концов, нагрузки, перепада температуры по сечению стены и упруго-пластических свойств материалов.

Подтверждением влияния этих факторов на огнестойкость несущих железобетонных стен являются результаты огневых испытаний стен толщиной 120-180 мм при проценте армирования всего сечения 0,06-0,8% и нагрузке 130-1670 кН/м. Результаты опытов позволили сделать вывод, что при одностороннем огневом воздействии разрушение стен происходит по одной из трех основных схем.

1. С необратимым развитием прогиба в сторону обогреваемой поверхности стены и ее разрушением в середине высоты по нагретой арматуре или "холодному" бетону. Эта схема характерна для гибких стен, у которых гибкость $\lambda = \ell_0 / h > 16$, где ℓ_0 - расчетное значение высоты стены; h - толщина стены.

2. С прогибом элемента вначале в сторону обогрева, а на конечной стадии — в противоположную с разрушением в середине высоты сечения по нагретому бетону или "холодной" растянутой арматуре.

3. С переменной направления прогиба, как во второй схеме, но разрушение стены происходит в приопорных зонах по бетону "холодной" поверхности или наклонным сечениям.

Вторая и третья схемы характерны для стен с гибкостью $\lambda < 16$ и платформенным опиранием. На рис. 5.43 представлены пределы огнестойкости железобетонных стен в зависимости от нагрузки, процента армирования и схемы опирания.

При платформенном опирании панелей ограничивается свобода поворотных сечений, что уменьшает их деформацию при температурном воздействии. Поэтому панели с жестким платформенным опиранием имеют предел огнестойкости больше, чем панели с шарнирным опиранием (примерно в два раза) независимо от схемы разрушения элемента.

Уменьшение процента армирования стен снижает предел огнестойкости стен с шарнирным опиранием (на 25-30%) и практически не влияет на огнестойкость стен с платформенным опиранием.

При двухстороннем нагревании стен (межкомнатные стены) конструкция работает на «центральное» сжатие и поэтому предел ее огнестойкости не ниже, чем в случае одностороннего обогрева.

Огнестойкость самонесущих и несущих панелей нормируется в зависимости от конструктивного исполнения, толщины или наименьшего размера сечения и степени нагруженности. Защита узлов крепления панелей должна обеспечивать их прочность в течение времени, равного требуемому пределу огнестойкости конструкции.

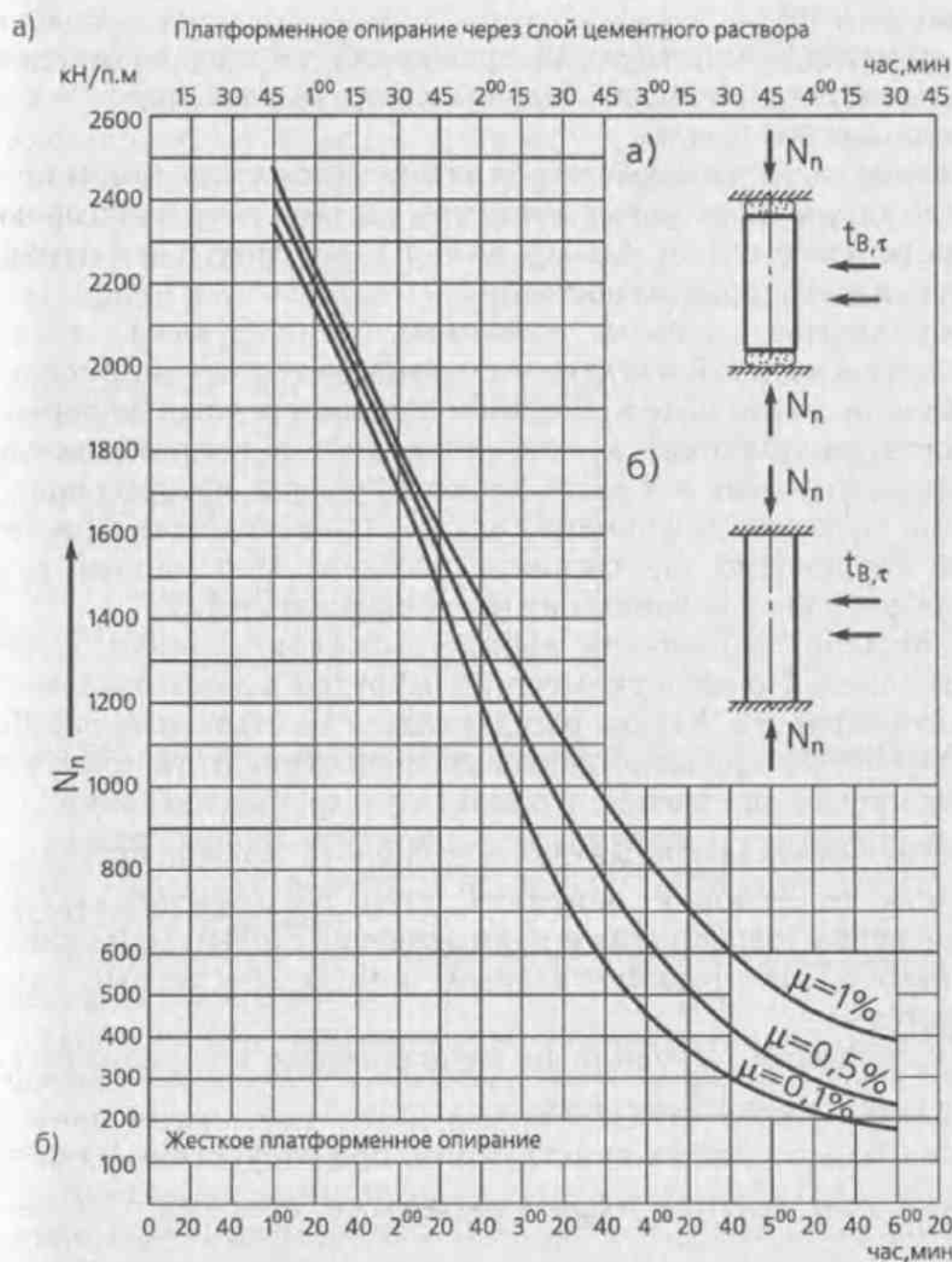


Рис. 5.43. Пределы огнестойкости сплошных несущих стен толщиной $h = 140$ мм в зависимости от действующей нагрузки N_n , процента армирования μ (бетон на гранитном щебне, класс бетона В40) и схемы опирания

5.1.6. Огнестойкость каменных конструкций

В современном строительстве из каменной кладки выполняют наружные и внутренние стены, несущие элементы, фундаменты и другие инженерные сооружения. Каменная кладка является неоднородным телом, состоящим из камней, швы между которыми заполнены раствором. В

строительстве находят применение как естественные, так и искусственные каменные материалы.

Для каменных конструкций применяют кирпич полнотелый и пустотелый, камни керамические, бетонные и природные, крупные блоки, панели и сырцовые материалы.

Основное назначение растворов заключается в том, чтобы связать отдельные камни для образования монолита. Раствор помогает выровнять давление, передающееся от одного камня к другому. Он уменьшает продуваемость и влагопроницаемость стен.

Особенностью работы каменных конструкций является неоднородность каменной кладки, что объясняется неоднородностью камня и раствора. Различные коэффициенты поперечных деформаций камня и раствора приводят к возникновению в соприкасающихся поверхностях касательных или растягивающих усилий, которые приводят к разрушению раствора. Деформации усадки, происходящие в растворе, приводят к нарушению сцепления с камнем. Неровности камня, неправильная форма или искривления могут вызывать изгиб.

При пожаре разрушения начинаются, как правило, с линии вертикальных швов. По мере увеличения нагрузки возникают трещины большой протяженности. Кладка расслаивается на отдельные столбики, которые разрушаются при возникновении эксцентриситета приложения нагрузки, при продольном изгибе, что ведет к раздроблению камня.

Расчетная длина каменных стен и столбов ℓ_0 должна приниматься в зависимости от условия опирания стен на горизонтальные и вертикальные опоры (перекрытия и примыкающие стены). При опирании стен и столбов на горизонтальные опоры расчетные длины устанавливаются:

при шарнирном опирании на неподвижные в горизонтальном направлении опоры $\ell_0 = H$ (рис. 5.44,а);

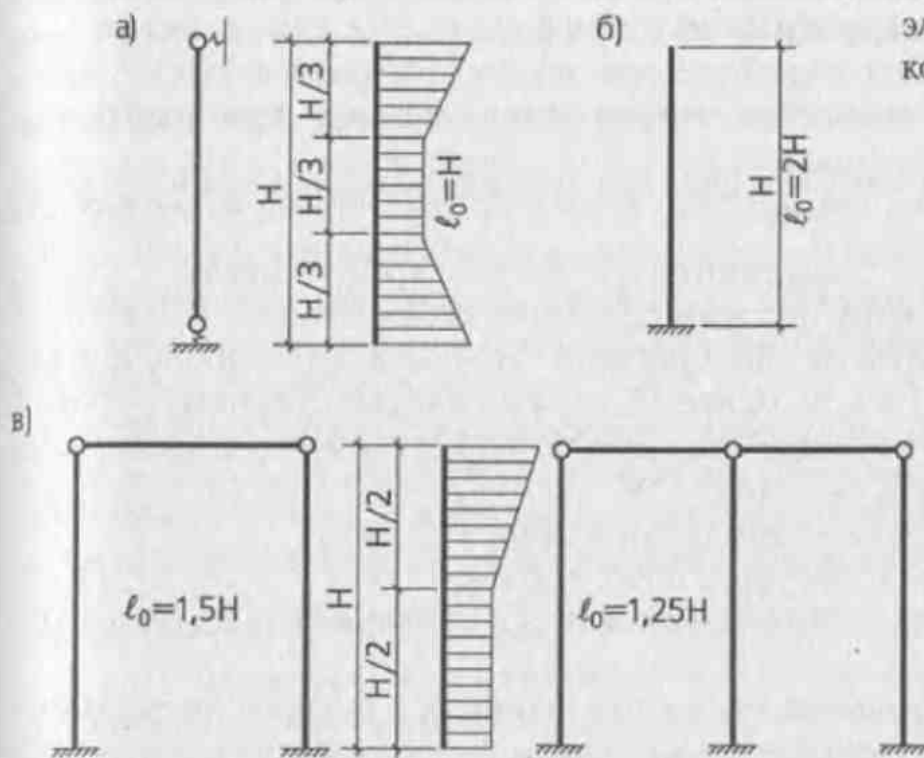
для свободно стоящих конструкций, при отсутствии их связи с перекрытиями или другими горизонтальными опорами $\ell_0 = 2H$ (рис. 5.44,б);

для конструкций с частично защемленными опорными сечениями (с учетом фактической степени защемления) не менее $\ell_0 = 0,8 H$, где H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами. Это требование применяется при заделке опорных участков железобетонных перекрытий в кладке.

В зданиях с жесткой конструктивной схемой при опирании на стену сборных железобетонных перекрытий принимается $\ell_0 = 0,9 H$, а при опирании на стены монолитных железобетонных перекрытий $\ell_0 = 0,8 H$.

В зданиях с упругой конструктивной схемой, где стены опираются на упругие верхние и неподвижные нижние опоры, принимается

Рис. 5.44. Расчетные длины элементов каменных конструкций



$\ell_0 = 1,25 H$ для многопролетных зданий и $\ell_0 = 1,5 H$ для однопролетных зданий (рис. 5.44, в).

Армирование каменных конструкций значительно повышает их несущую способность, монолитность и обеспечивает совместную работу отдельных частей зданий.

Применяется два вида армирования: косвенное (сетчатое, поперечное); продольное.

Поперечное армирование выполняется из стальных сеток, укладываемых в горизонтальные швы кладки. Такое армирование предназначено для повышения несущей способности кладок, работающих на сжатие.

Продольное армирование выполняется из стержней арматуры с хомутами. Продольное армирование может быть внешним или внутренним (в швах кладки). Оно предназначено для усиления кладки, работающей на растяжение, изгиб или внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

Для армирования каменных конструкций применяются горячекатанная сталь А - I, холодноотянутая сталь класса В - I.

Допускается армирование из других видов сталей, применяемых для железобетонных конструкций.

Сетчатое поперечное армирование применяется для усиления кладки из кирпича всех видов, а также из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами при высоте ряда не более 150 мм.

Сетки препятствуют поперечным деформациям, т.е. элементы становятся как бы всесторонне сжатыми. Сетчатое армирование

выполняется посредством укладки стальных сеток в горизонтальные швы кладки. Применяют квадратные или прямоугольные сетки, сетки типа «зигзаг» (рис. 5.45).

Сетчатое армирование эффективно только при гибкостях элементов $\ell_0/h \leq 15$, а так же эксцентриситетах, находящихся в пределах ядра сечения.

Не допускается применение сетчатого армирования в стенах помещений с мокрым влажностным режимом эксплуатации. Количество сетчатой арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее 0,1% и не более 1% объема кладки. Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 мм. Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более:

в случаях пересечения арматуры в швах — 5 мм;

без пересечения арматуры в швах — 8 мм.

Расстояние между стержнями сетки (C) должны быть не более 12 и не менее 3 см.

Для кладки внутренних стен в помещениях с сухим и нормальным влажностным режимом (относительная влажность воздуха не должна быть

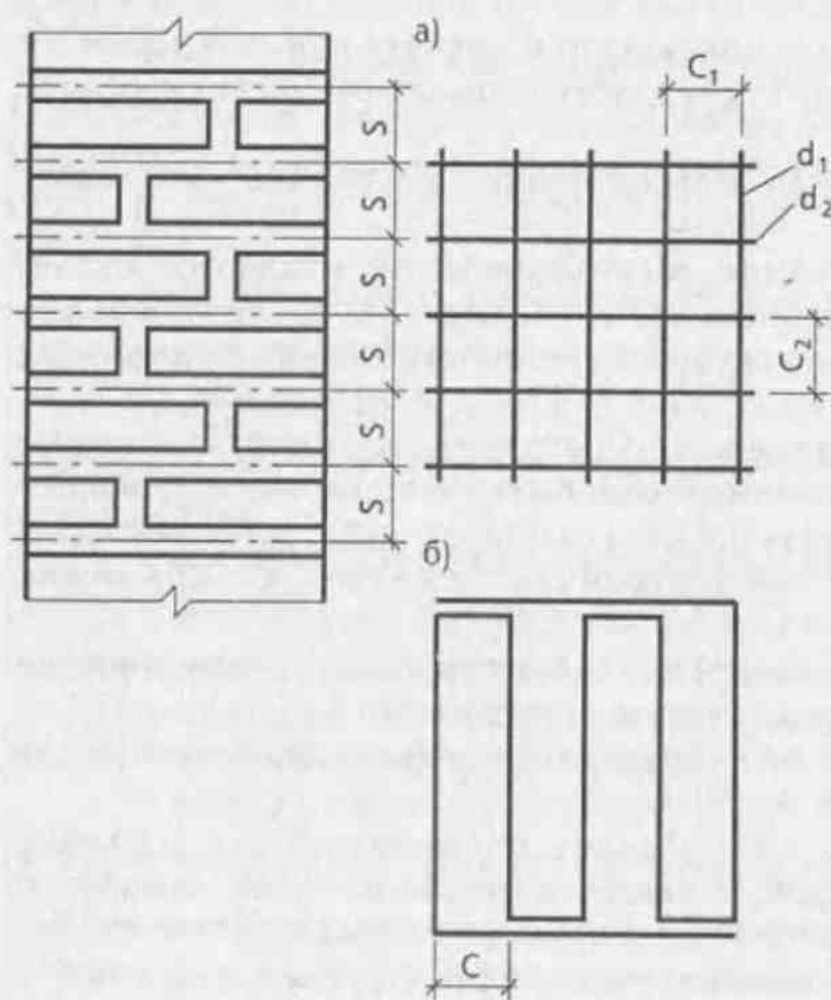


Рис. 5.45. Сетчатое армирование:
а - квадратная сетка;
б - сетки типа «зигзаг»

более 60%) допускается для сетчатого армирования применять арматуру диаметром менее 3 мм, а также сетки из такой проволоки.

Швы кладки каменных конструкций должны иметь толщины, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 мм. Сетки как прямоугольные, так и типа "зигзаг" должны укладываться не реже чем через пять рядов кирпичной кладки ($s \leq 400$ мм).

Сетки "зигзаг" укладываются в двух смежных рядах кладки так, чтобы направление прутьев в них было взаимно перпендикулярно. Две уложенные таким образом сетки равноценны одной прямоугольной сетке из арматуры того же сечения.

Продольное армирование каменных конструкций может применяться в отдельных конструктивных элементах (стенах, столбах, перемычках и т.п.) для восприятия растягивающих усилий во внецентренно сжатых (при больших эксцентриситетах) и изгибаемых элементах, а также для повышения прочности и устойчивости тонких стен при $\ell_0/h > 15$.

Продольное армирование каменных конструкций имеет целью главным образом повысить сопротивляемость кладки растягивающим усилиям и обеспечить монолитность и устойчивость отдельных частей всего сооружения в целом. При продольном армировании каменных конструкций арматура укладывается внутри элемента, в вертикальных швах кладки и в специальных вырезах в камне (рис. 5.46, а) или снаружи под слоем цементного раствора (рис. 5.46, б), или в штрабе кладки с заполнением штрабы раствором.

Количество арматуры, учитываемой в расчете, должно составлять не менее 0,1% - для сжатой продольной арматуры и 0,05% - для растянутой арматуры.

При продольном армировании (например, в армокаменных поясах) допускается применение стержней арматуры до 12 мм с утолщением шва кладки до 25 мм.

Огнестойкость каменных конструкций зависит от их конструктивного исполнения, сечения, теплофизических свойств каменных материалов и способов обогрева.

Каменные конструкции работают в основном на сжатие и бывают несущими и самонесущими. Обладая хорошими теплофизическими

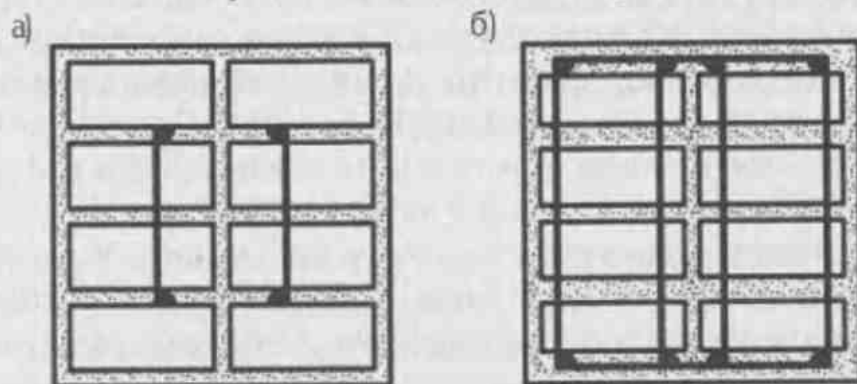


Рис. 5.46. Продольное армирование каменных конструкций

свойствами и массивностью, каменные конструкции хорошо сопротивляются воздействию огня в условиях пожара.

Конструкции, выполненные из глиняного кирпича, обладают высоким пределом огнестойкости и являются надежной преградой распространению пожара. В отличие от обыкновенного глиняного кирпича эффективные (пористый, дырчатый, щелевой, пустотелый) кирпичи обладают меньшей плотностью и более низким коэффициентом теплопроводности. Кирпичные конструкции в условиях пожара удовлетворительно выдерживают температуру 700-900°C, не разрушаясь и практически не снижая своей прочности. Наблюдаются только поверхностные повреждения кладки в виде волосных трещин и отслаивания тонких слоев.

Широко применяемые в строительстве конструкции из силикатного кирпича обладают такими же пределами огнестойкости как и из глиняного, так как их теплофизические характеристики одинаковы. В условиях пожара силикатный кирпич уступает глиняному по изменению прочности. Нагревание силикатного кирпича до 300°C с последующим охлаждением приводит к возрастанию его прочности. Дальнейшее нагревание влечет за собой снижение прочности. Так, нагретый до 700 °C, а затем охлажденный, силикатный кирпич снижает свою прочность на 50-60% с образованием на его поверхности трещин.

В строительстве из естественных материалов широко применяются известняки пористые (ракушечник, туф) и плотные (бутовые камни).

При огневых испытаниях плотного известняка установлено, что с повышением температуры до 600°C его прочность повышается до 134% от начальной, а затем снижается и при 750°C составляет 104%. При температуре 900°C начинается его интенсивное разложение на окись кальция и двуокись углерода. Предел огнестойкости стен из естественных камней принимается таким же, как для стен из легкогобетонных, гипсовых камней и облегченных кирпичных кладок.

О высокой огнестойкости конструкций из каменных материалов можно судить по их фактическим пределам огнестойкости. Так, по второму предельному состоянию по огнестойкости стены и перегородки из сплошных и пустотелых керамических и силикатных кирпичей и камней имеют предел огнестойкости: при толщине стены 120 мм — 2,5 ч, а при толщине стены не несущих конструкций 250 мм — не менее 5,5 часов; стены из естественных, легкогобетонных и гипсовых камней, облегченных кирпичных кладок с заполнением легким бетоном, несгораемыми или трудносгораемыми материалами при толщине стены 120 мм — 1,5 часа, при толщине не менее 250 мм — не менее 4,0 часа.

Пределы огнестойкости по первому предельному состоянию по огнестойкости для фахверковых стен и перегородок (конструкции, усиленные стальным каркасом) из кирпича, бетонных и естественных камней со стальным каркасом, облицованным кирпичом при толщине облицовки 65 мм — 2,5 часа, при толщине не менее 120 мм — предел

огнестойкости не несущих конструкций не менее 6 часов (второе предельное состояние).

5.1.7. Конструктивные способы повышения огнестойкости железобетонных конструкций

Повышение предела огнестойкости железобетонных конструкций может быть достигнуто различными способами, в том числе и конструктивными. К числу таких способов можно отнести:

- увеличение толщины защитного слоя бетона;
- применение теплоизолирующих покрытий и специальных бетонов;
- применение арматурной стали с более высокой критической температурой;
- обоснованное увеличение в процессе проектирования сечений элементов конструкций;
- изменение статической схемы элемента;
- изменение условий обогрева и т.д.

Как известно, защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и тому подобных воздействий. Толщина защитного слоя бетона нормируется и назначается в зависимости от вида конструкций (плиты, стены, балки, ребра и т.д.).

Толщина защитного слоя бетона оказывает существенное влияние на предел огнестойкости плит.

Во время пожара железобетонные плиты зданий подвергаются воздействию высоких температур снизу. В сплошных железобетонных плитах в зависимости от толщины защитного слоя бетона и его температуропроводности рабочая арматура нагревается со скоростью 400-600 град/ч. Максимальные температуры нагрева наблюдаются на поверхности конструкции на глубине 1-2 см. Увеличение толщины защитного слоя бетона уменьшает скорость нагрева арматуры, тем самым повышая огнестойкость железобетонных плит. Более эффективным оказывается применение специальных штукатурок (с использованием асбеста, перлита, вермикулита и т.п.). Даже при малых величинах таких штукатурок (1,5-2 см) огнестойкость железобетонных плит увеличивается в несколько раз (2-5).

От величины защитного слоя бетона и его теплотехнических свойств зависит работа железобетонных прогонов, ригелей и балок в условиях пожара. Это объясняется тем, что балочные конструкции обогреваются при пожаре, как правило, с трех сторон, то есть может иметь место двухмерный поток тепла, что приводит к более интенсивному, чем

при одномерном потоке тепла, нагреву. Скорость нагрева арматуры балок зависит от толщины защитного слоя бетона и его тепло-физических свойств.

Поведение сжатых элементов в условиях пожара также зависит от эффективной работы защитного слоя бетона.

На практике надежность защитного слоя бетона оказывает существенное влияние на работу железобетонных колонн в условиях пожара.

Чтобы обеспечить требуемую огнестойкость колонн, необходимо добиться совместной работы ядра сечения колонны и защитного слоя бетона при нагреве. Наиболее надежный способ создания таких условий — установка проволоочной сетки между рабочей арматурой и поверхностью колонн (в защитном слое бетона) или установка косвенного армирования в виде сеток по сечению колонны.

В начальный период пожара на поверхности сечений колонны возникают значительные сжимающие напряжения, а это создает опасность отпадания защитного слоя бетона, что приведет к значительному снижению огнестойкости колонны. Наиболее частое отпадание бетона наблюдается в сжатых элементах, изготовленных из тяжелого бетона на граните и кварцевых заполнителях. Намного реже это явление наблюдается у колонн, изготовленных из бетонов с использованием в качестве заполнителей известняка, керамзита, доменного шлака. Существенного повышения огнестойкости железобетонных колонн с гибкой арматурой можно достичь, применяя косвенное армирование. Применение косвенного армирования увеличивает предел огнестойкости железобетонных колонн с гибкой арматурой в 1,5-2 раза, за исключением гибких колонн и при больших эксцентриситетах приложения нагрузки.

Существенного увеличения огнестойкости колонн можно добиться путем увеличения процента армирования, а также перемещением части арматуры от периферии к центру.

Так, при испытании на огнестойкость железобетонных монолитных колонн сечением $0,3 \times 0,3$ м, высотой 3,5 м, армированных сталью класса А-III (35ГС) $4\varnothing 20$ ($\mu\% = 1,39\%$ и $N_a = 0,42 N_p$), P_{ϕ} составил 1 час 47 мин. При увеличении $\mu\%$ до 7,15%, т.е. принято армирование $8\varnothing 32$ А-III (35ГС), сечение $0,3 \times 0,3$ м, высотой 3,5 м при $N_a = 0,35 N_p$, фактический предел огнестойкости составил 2 часа 26 мин.

Затем у колонн, армированных 8 стержнями, 50% арматуры расположили в центре колонны (4 стержня). Предел огнестойкости этих колонн составил 3 часа 35 мин.

Таким образом, увеличение % армирования в первом случае на 5,76% увеличило P_{ϕ} в 1,3-1,4 раза. Перемещение 50% арматуры от периферии к центру увеличивает P_{ϕ} в 1,5 раза.

Характер разрушения железобетонных элементов зависит от степени снижения прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры с ростом температуры в условиях пожара. На предел их огнестойкости существенное влияние оказывает начальная прочность бетона и его влажность, размеры и конфигурация поперечного сечения, внешняя нагрузка и характер ее приложения и др.

Повышение прочности и модуля упругости бетона приводит к увеличению пределов огнестойкости. Так, например, увеличение возраста бетона с 75 до 400 суток повышает огнестойкость балок в 1,25 раза.

При воздействии высоких температур в условиях пожара более влажный бетон прогревается медленнее за счет испарения воды. Повышение огнестойкости массивных сечений железобетонных конструкций, обладающих более высоким влагосодержанием, происходит вследствие увеличения их теплоемкости. При огневом воздействии более толстые плиты деформируются меньше, чем тонкие. С уменьшением относительной высоты сжатой зоны деформации растянутой арматуры к моменту разрушения сжатого бетона увеличиваются. Подобный эффект получается и при уменьшении процента армирования.

Тонкостенные элементы железобетонных плит в условиях пожара разрушаются по бетону сжатой зоны. Это объясняется неравномерным их прогревом по сечению. На опираниях участках тонкостенных плит в начальной стадии огневого воздействия образуются наклонные трещины, вызванные действием главных растягивающих напряжений, обусловленных воздействием внешней нагрузки и температуры. Характерным для разрушения железобетонных плит по наклонным сечениям является небольшое раскрытие наклонных трещин и незначительный прогиб элемента. Анкеровка элементов не нарушается.

В ребристых плитах с ребрами сверху хрупкому разрушению по бетону способствует неразвитая сжатая зона бетона, низкая прочность бетона и отсутствие сжатой арматуры.

Для повышения огнестойкости тонкостенных плит, разрушающихся по сжатому бетону, необходимо увеличить ширину сжатой зоны (ребер плиты), армировать бетон сжатой арматурой, устанавливать вертикальные стальные каркасы на опираниях участках с шагом хомутов не более 100 мм. Возможно применение бетонов более высоких классов и преднапряжение арматуры.

Значительное повышение пределов огнестойкости (в 2-2,5 раза) составных плит достигается за счет подвесного потолка, выполняющего роль защитного экрана.

Огнестойкость железобетонных балок, ригелей, прогонов при пожаре, наряду с другими факторами, зависит от размеров сечения. Это объясняется тем, что скорость нагрева арматуры зависит от размеров поперечного сечения. Естественно, что тонкие сечения балокгреваются относительно быстро. Наиболее характерно это для тонких высоких стенок

двутавровых балок и предварительно напряженных балок, имеющих размеры меньше обычных элементов равной несущей способности. Более массивные балки прогреваются медленнее.

Огнестойкость сжатых элементов значительно повышается с увеличением их поперечного сечения.

На огнестойкость железобетонных конструкций существенное влияние оказывают способы опирания и сочленения элементов конструкций.

Огнестойкость статически определимых плит, работающих в одном направлении, повышается, если имеет место упругоподатливая заделка концов плиты. Значительно увеличивается огнестойкость плоских плит, если они опираются по контуру. Увеличение огнестойкости таких плит при отношении сторон: 1:2; 1:1,5; 1:1 составляет в 1,3; 1,4 и 2,5 раза. Защемление концов плит по двум противоположным сторонам существенно увеличивает их огнестойкость. Так, плиты толщиной 8, 10 и 12 см, защемленные по двум противоположным сторонам, имеют предел огнестойкости соответственно в 1,6; 2,5 и 4 раза выше, чем такие же свободно опертые плиты. Неразрезные изгибаемые элементы имеют более высокие пределы огнестойкости, чем однопролетные. Однако, при этом необходимо учитывать особенности поведения конструкций в условиях пожара. Так, железобетонные балки имеют минимальные пределы огнестойкости при свободном шарнирном опирании и при абсолютно жесткой заделке их концов.

Огнестойкость статически определимых балок в основном определяется размерами сечения и скоростью нагрева рабочей арматуры.

В неразрезных балках во время пожара происходит перераспределение усилий вследствие изменения их напряженного состояния. Например, в двухпролетной неразрезной балке с жесткой опорой по середине и шарнирным опиранием на концах при пожаре происходит перераспределение моментов. В результате неравномерного прогрева по сечению балки возникает температурная кривизна, приводящая к выгибу свободно опертых концов и разгрузке крайних опор. Средняя опора при этом дополнительно нагружается. Это приводит к увеличению отрицательного момента на средней опоре и к уменьшению положительного момента в пролетах. Но рабочая арматура над средней опорой прогревается медленнее, так как расстояние от обогреваемой грани сечения до центра тяжести арматуры значительно больше, чем в пролетах.

Пределы огнестойкости защемленных балок в 2-2,5 раза выше, чем у свободно опертых, поскольку такая балка полностью разрушится лишь в момент образования третьего пластического шарнира в сечении, где действует максимальный изгибающий момент.

Способ закрепления концов сжатых элементов оказывает существенное влияние на их огнестойкость. У колонн с жесткой заделкой концов в условиях пожара возникают дополнительные температурные

напряжения, у колонн с шарнирным опиранием концов возникает температурный прогиб. На их огнестойкость существенное влияние оказывает эксцентриситет приложения нагрузки. К конструктивным решениям, направленным на повышение несущей способности железобетонных конструкций, также можно отнести следующие:

- изменение схемы обогрева конструкций при возможном пожаре;
- применение защитных устройств, включающих теплозащитные покрытия;
- применение специальных бетонов, например, жаростойких;
- уменьшение нагрузки на конструкцию.

Например, снижение рабочих напряжений в растянутой арматуре на 1% увеличивает время сопротивления железобетонного элемента (плиты) огню на 1,33%.

Большое значение имеет защита узлов и сочленений железобетонных конструкций в условиях пожара от прямого воздействия огня.

Металлические сочленения в виде закладных деталей, анкеров и других элементов соединений защищаются слоем бетона или другим материалом. При этом толщина защитного слоя подбирается с таким расчетом, чтобы предел огнестойкости защищаемой детали или узла был не менее предела огнестойкости основной несущей конструкции. Стыки, а также швы в ограждающих конструкциях герметизируются.

Монтажные соединения панелей всех типов выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением бетоном швов между плитами. В продольных боковых гранях плит предусматривают впадины, предназначенные для образования (после замоноличивания швов) прерывистых шпонок, обеспечивающих совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях. При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

Необходимо обратить внимание на негативное явление, имеющее место при пожаре в зданиях или сооружениях, в которых применяются бетонные и железобетонные конструкции, т.е. на возможное хрупкое (взрывообразное) разрушение бетона. Это разрушение бетона происходит внезапно, быстро и поэтому является наиболее опасным.

Хрупкое (взрывообразное) разрушение бетона, как правило, начинается через 5-20 минут после огневого воздействия на конструкцию и проявляется как откол от нагреваемой конструкции кусков бетона в виде лещадок площадью от 1 см² до 0,5-1 м² и толщиной от 1мм до 5см. Такое разрушение бетона сопровождается звуковым эффектом в виде легкого хлопка, треска различной интенсивности или «взрыва». При хрупком разрушении бетона возможен разлет кусков весом до нескольких килограммов на расстояние до 10-20м.

Хрупкое разрушение бетона при пожаре может очень быстро привести к утрате строительными конструкциями несущей способности от раздробления бетона (сжатые элементы) или от быстрого нагревания обнажившейся рабочей арматуры (изгибаемые элементы). В этом случае предел огнестойкости конструкций может оказаться значительно ниже требуемого вследствие уменьшения размера бетонного сечения конструкции, уменьшения толщины или полной ликвидации защитного слоя рабочей арматуры, а также образования сквозного отверстия.

Хрупкое (взрывообразное) разрушение бетона при пожаре наиболее опасно для несущих конструкций, особенно для конструкций с небольшим поперечным сечением, воспринимающих большие нагрузки. Их преждевременное разрушение может вызвать обрушение других конструкций или здания (сооружения) в целом. Особое внимание следует обратить на возможность хрупкого разрушения бетона несущих колонн и панелей нижних этажей, а также подвалов многоэтажных зданий.

Хрупкое разрушение бетона при пожаре зависит от структуры бетона, его состава, влажности, температуры, условий обогрева конструкции и внешней нагрузки, т.е. оно зависит как от материала (бетона), так и от вида бетонной или железобетонной конструкции.

Хрупкое (взрывообразное) разрушение от огня бывает у бетонов, имеющих повышенную влажность. Это качество обычно свойственно железобетонным элементам, изготовленным из пластических смесей с повышенным водоцементным отношением (0,6-0,7) и расходом цемента более $400-450 \text{ кг/м}^3$ [15].

При влажности бетона выше 5% он разрушался почти во всех случаях, при влажности 3,5-5% разрушение не было характерным или оно было местным (поверхностным), и лишь при влажности менее 3% взрывы не наблюдались.

На разрушение бетона заметное влияние оказывает вид заполнителя. Разрушаются тяжелые бетоны с крупным заполнителем из гранитного или известнякового щебня, песчаные бетоны, армоцементы, силикалит и легкие бетоны (плотность $1300-1800 \text{ кг/м}^3$) на керамзите.

Взрывообразному разрушению бетона при нагревании способствует быстрое повышение температуры.

Бетоны с плотностью ниже 1250 кг/м^3 не взрываются при любой влажности.

Опасность хрупкого разрушения бетона практически может быть сведена к минимуму при выполнении специальных мероприятий, которые подразделяются на 3 группы:

- I-ликвидирующие хрупкое разрушение при пожаре;
- II-снижающие вероятность хрупкого разрушения;
- III-профилактические.

Содержание этих мероприятий, оценка возможности хрупкого разрушения бетона в конструкциях при пожаре приведены в

«Рекомендациях по защите бетонных и железобетонных конструкций от хрупкого разрушения при пожаре», НИИЖБ, М., 1979.

Приведенные конструктивные способы повышения огнестойкости направлены на то, чтобы были выполнены важные условия пожаростойкости железобетонных конструкций, а именно:

сохранить достаточную несущую способность в условиях пожара не разрушаясь;

быть пригодными к повторной нормальной эксплуатации в зданиях и сооружениях после ремонта.

Строительная практика показывает, что во многих случаях экономически целесообразно и технически возможно восстанавливать и эксплуатировать железобетонные конструкции отдельных участков зданий и сооружений, подвергшихся воздействию пожара. Это дает большой экономический эффект. Демонтаж поврежденных огнем конструкций должен производиться только после оценки их остаточных эксплуатационных характеристик и возможности восстановления.

5.2. Особенности расчета пределов огнестойкости железобетонных конструкций

5.2.1. Теплотехническая часть расчета

Огнестойкость железобетонных конструкций утрачивается, как правило, в результате потери несущей способности (обрушение) за счет снижения прочности, теплового расширения и температурной ползучести арматуры и бетона при нагревании, а также вследствие потери теплоизолирующей способности.

Предел огнестойкости железобетонных конструкций по теплоизолирующей способности находится путем одного теплотехнического расчета.

Расчет огнестойкости конструкций зданий и сооружений может выполняться, если известны теплофизические, прочностные и деформативные характеристики строительных материалов при высоких температурах.

Расчет температурных полей железобетонных конструкций на огнестойкость основывается на решении краевых задач нестационарной теплопроводности неоднородных капиллярно-пористых тел в условиях

стандартного температурного режима. При этом должны приниматься во внимание особенности внешней и внутренней нелинейности задачи, характеризующейся сложными законами нестационарного теплообмена между обогреваемыми и необогреваемыми поверхностями тела и окружающей средой пожара при граничных условиях 3-го рода.

Изменение температуры при стандартном температурном режиме характеризуется зависимостью

$$t_b = 345 \lg(0,133\tau + 1) + t_n, \quad (5.5)$$

где t_b - температура нагревающей среды, °C;

τ - время пожара, с;

t_n - начальная температура конструкции до пожара, равная 20°C.

При этом необходимо учесть переменность во времени теплофизических характеристик материала в зависимости от непрерывно изменяющейся температуры среды, влияние влажности материала.

Аналитическое решение дифференциального уравнения теплопроводности Фурье при этом является сложным и трудоемким. Поэтому применяют упрощенные приемы и методы для решения конкретных задач, в частности, конечно-разностный расчет (метод). Для расчета температур в сечении конструкций упрощенным способом принимаются следующие допущения:

решение уравнения Фурье при граничных условиях 3 рода заменено решением при граничных условиях 1-го рода, которое представляет собой закон изменения температуры поверхности; произведена линеаризация дифференциального уравнения теплопроводности Фурье путем введения в расчет приведенного коэффициента теплопроводности бетона a_{red} ;

влияние испарения воды в бетоне при нагреве учитывается путем увеличения удельной теплоемкости на величину 50,4 на каждый процент весовой влажности бетона;

расчет производится на действие мгновенно устанавливающейся и постоянно поддерживающейся температуры 1250°C на

фиктивном слое конструкции толщиной $K\sqrt{a_{red}}$;

расчетные формулы применимы только для плоских конструкций и конструкций прямоугольного и круглого сечений, а также для элементов более сложной конфигурации, поперечные сечения которых могут быть сведены к перечисленным.

У строительных конструкций, как правило, один размер значительно больше или меньше двух других. Поэтому решение уравнения Фурье при расчетах огнестойкости конструкций достаточно производить для одномерных и двухмерных температурных полей.

Для плоских конструкций (плиты перекрытий, покрытий, перегородки, стены) принимается одномерное температурное поле. Для

стержневых конструкций (колонны, балки, ригели, элементы арок, ферм) — двухмерное температурное поле [21].

Для расчета температур в железобетонных конструкциях при граничных условиях 1-го рода может использоваться формула

$t_t = 1250 - (1250 - t_n) \operatorname{erf} X$, где $\operatorname{erf} X$ — функция ошибок Гаусса (приложение 1); t_n — начальная температура, равная 20 °С.

Применительно к определению температуры обогреваемой поверхности t_0 плоских железобетонных конструкций выше указанная формула принимает следующий вид

$$t_0 = 1250 - (1250 - t_n) \operatorname{erf} \frac{K}{2\sqrt{\tau}}, \quad (5.6)$$

где t_0 — температура обогреваемой поверхности, °С;

K — коэффициент, зависящий от плотности ρ_{oc} сухого бетона, $c^{0.5}$, приложение 2;

τ — время, с.

Приведенный коэффициент температуропроводности определяется по формуле

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50,4\omega_b)\rho_{oc}}, \quad (5.7)$$

где $\lambda_{tem,m}$ и $C_{tem,m}$ — соответственно средние коэффициенты теплопроводности (Вт/м °С) и теплоемкости (Дж/(кг °С) бетона при $t_m = 450^\circ\text{C}$;

ω_b — начальная весовая влажность бетона, %;

ρ_{oc} — средняя плотность бетона в сухом состоянии, кг/м³.

Значение средней плотности бетона в сухом состоянии

$$\rho_{oc} = \frac{100\rho_b}{100 + \omega_b}, \quad (5.8)$$

где ρ_b — плотность бетона в естественном состоянии, кг/м³.

5.2.2. Расчет температур в сплошных плоских конструкциях

Одномерный поток тепла имеет место в полуограниченном теле и в неограниченной пластине при симметричном и несимметричном обогреве. Температура в точках, расположенных у обогреваемых поверхностей плоских сплошных конструкций, практически не зависит от изменения условий теплоотдачи на необогреваемой поверхности этих конструкций. Понятие полуограниченного массива предполагает, что в бесконечно удаленной от обогреваемой поверхности точке отсутствует перепад температуры независимо от времени и интенсивности теплового воздействия на обогреваемую поверхность

$$\frac{\partial t(+\infty, \tau)}{\partial y} = 0 \text{ или } t(+\infty, \tau) = t_n.$$

Нестационарное температурное поле, возникающее в полуограниченном теле от воздействия «стандартного» пожара, рассчитывается по формуле (рис. 5.47,а)

$$t_{y,\tau} = 1250 - (1250 - t_n) \operatorname{erf} \frac{K \sqrt{a_{red}} + y}{2 \sqrt{a_{red} \tau}}, \quad (5.9)$$

где y — расстояние по нормали от обогреваемой поверхности до расчетной точки тела, м.

Расчетная формула (5.9) может быть использована для определения температуры в плоских конструкциях конечной толщины. Поэтому данная формула является основной для расчетов температуры плит, панелей, настилов, перекрытий. Так, формула для расчета температуры арматурных стержней, находящихся на расстоянии $y = \alpha_t$ от обогреваемой поверхности имеет вид (рис. 5.47,б)

$$t_{y=\alpha_t, \tau} = 1250 - (1250 - t_n) \operatorname{erf} \frac{K + \frac{y + K_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2 \sqrt{\tau}}, \quad (5.10)$$

где $y = \alpha_t$ — расстояние от обогреваемой поверхности до края арматуры, м;

K_1 — коэффициент, учитывающий влияние массы металла стержня на его прогрев в различных бетонах, приложение 3;

τ — время, с;

d — диаметр арматурного стержня, м.

Поскольку предел огнестойкости свободно опертых элементов зависит от прогрева растянутой рабочей арматуры до критической температуры $t_{с,кр}$, зная ее величину, можно найти их предел огнестойкости.

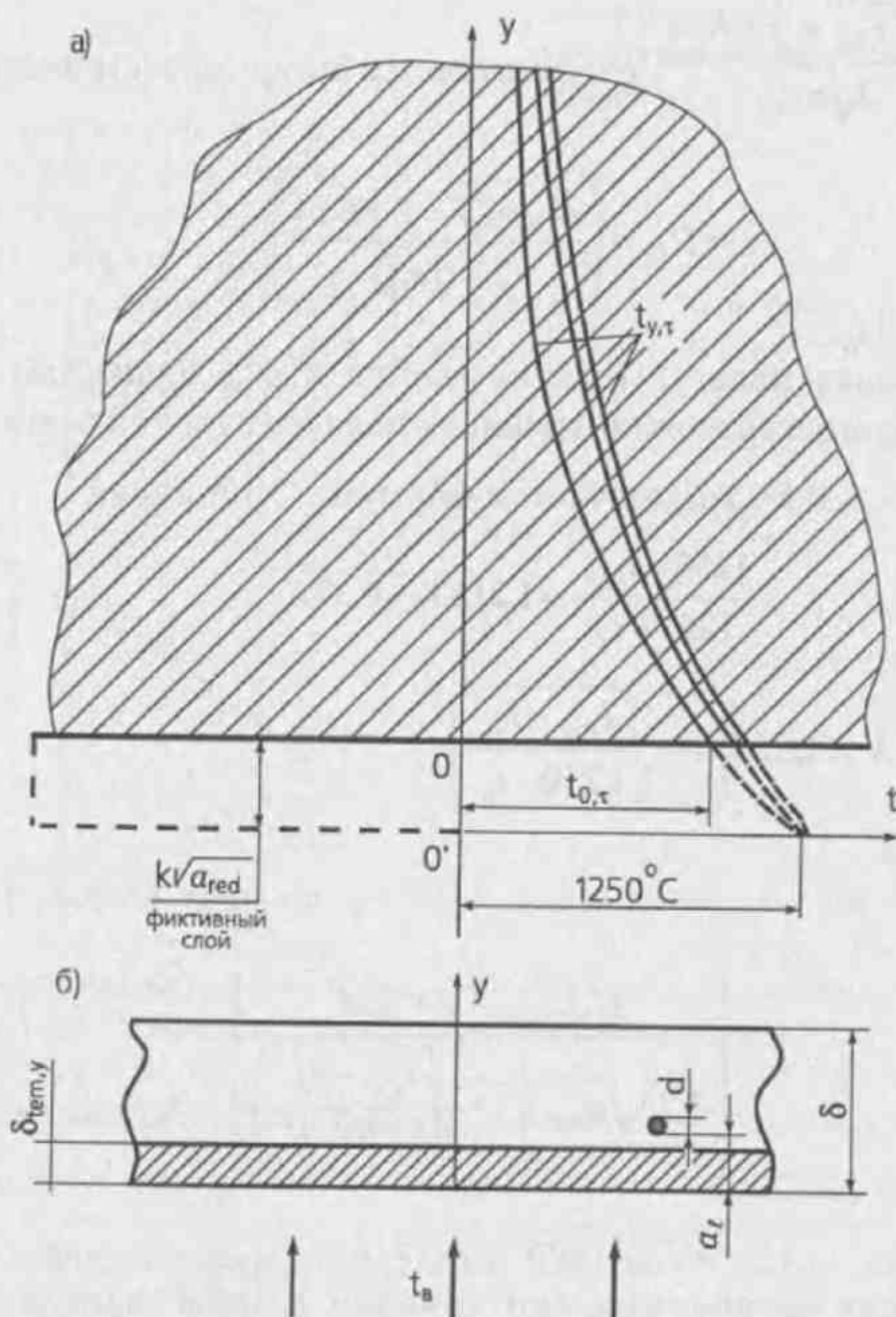


Рис. 5.47. Схемы к расчету: а - температур в полуограниченном теле при действии «стандартного» пожара; б - температуры арматурных стержней, расположенных у обогреваемой поверхности плоских конструкций, толщины наружного слоя бетона, прогретого до критической температуры

Приравняв в формуле (5.10) $t_{y,t} = t_{s,cr}$, находят значение функции Гаусса

$$\operatorname{erf} X = \frac{1250 - t_{s,cr}}{1250 - t_n} \quad (5.10')$$

По приложению 1 определяют значение аргумента X . Используя формулу

$$X = \frac{K\sqrt{a_{red}} + y + K_1 d}{2\sqrt{\tau a_{red}}}, \text{ рассчитывается предел огнестойкости}$$

$$\tau = \Pi_{\phi} = \left(\frac{K\sqrt{a_{red}} + y + K_1 d}{2X\sqrt{a_{red}}} \right)^2, \quad (5.11)$$

где $\tau = \Pi_{\phi}$, с.

Анализ показывает [21], что на участке $X \leq 1,5$ функцию Гаусса без больших погрешностей можно заменить параболической зависимостью

$\text{erf}X = 1,215X - 0,37X^2$. Тогда с учетом формулы (5.10) имеем

$$\frac{1250 - t_{s,cr}}{1250 - t_n} = 1,215X - 0,37X^2,$$

$$\text{откуда } X = 1,625 \left(1 - \sqrt{\frac{t_{s,cr} - t_n}{1250 - t_n}} \right).$$

Поэтому

$$\tau = \left[\frac{K\sqrt{a_{red}} + y + K_1 d}{3,25\sqrt{a_{red}} \left(1 - \sqrt{\frac{t_{s,cr} - t_n}{1250 - t_n}} \right)} \right]^2 \quad (5.12)$$

Формула (5.12) позволяет вычислить пределы огнестойкости простых плоских изгибаемых конструкций (плиты, панели, настилы покрытий и перекрытий) без использования таблиц функции Гаусса.

Для определения температур в плоских конструкциях при двустороннем обогреве решают задачу о прогреве неограниченной пластины при симметричных граничных условиях (рис. 5.48).

Это решение имеет вид [15]

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_n) \left[\text{erf} \frac{\xi}{2\sqrt{F_o}} + \text{erf} \frac{2-\xi}{2\sqrt{F_o}} - 1 \right], \quad (5.13)$$

$$\text{где } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + K\sqrt{a_{red}}}; \quad (5.13')$$

x - расстояние от центра до расчетной точки по толщине пластины,

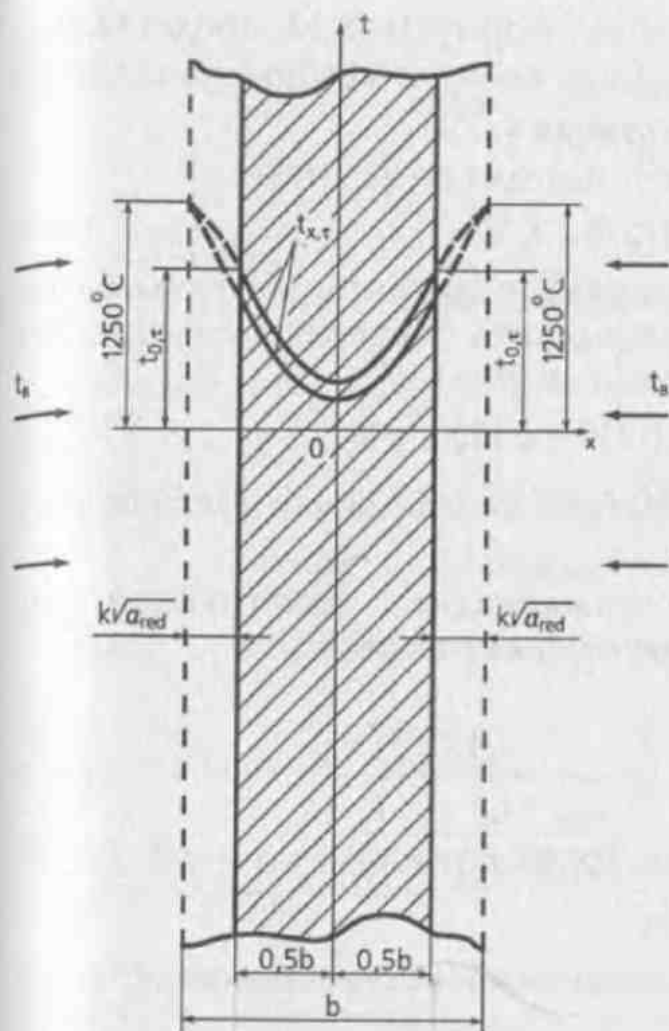


Рис. 5.48. Схема к расчету температур в неограниченной пластине при двустороннем действии «стандартного» пожара

b - толщина пластины, м;

$$F_o = \frac{a_{red} \tau}{(0,5b + K\sqrt{a_{red}})^2} - \text{критерий Фурье;}$$

τ - время, с.

Таким образом, формулу (5.13) можно преобразовать к виду

$$t_{x=0, \tau} = 1250 - (1250 - t_H) \left[\operatorname{erf} \frac{K\sqrt{a_{red}} + 0,5b - x}{2\sqrt{a_{red}}\tau} + \operatorname{erf} \frac{K\sqrt{a_{red}} + 0,5b + x}{2\sqrt{a_{red}}\tau} - 1 \right]. \quad (5.14)$$

Для определения температуры арматуры в плоских конструкциях при двустороннем обогреве при симметричных граничных условиях формула (5.14) принимает вид

$$t_{x=0, \tau} = 1250 - (1250 - t_H) \left[\operatorname{erf} \frac{K\sqrt{a_{red}} + a_t + K_1 d}{2\sqrt{a_{red}}\tau} + \operatorname{erf} \frac{K\sqrt{a_{red}} + b - a_t - K_1 d}{2\sqrt{a_{red}}\tau} - 1 \right] \quad (5.14')$$

Выражения в квадратных скобках формулы (5.13) представляют относительную избыточную температуру θ , которую можно определить по графику в зависимости от F_0 и ξ приложения 4.

Тогда необходимую температуру находят по формуле

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_n)\theta. \quad (5.15)$$

При расчете огнестойкости стержневых элементов (колонны, балки, ригели) возникает необходимость определить температуру в середине толщины пластин, т.е. в центре сечения ($x = 0$)

$$t_{x=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_n)\theta_n, \quad (5.16)$$

где θ_n — относительная температура, определяемая в зависимости от $F_0/4$, дана в приложении 5.

Предел огнестойкости ограждающих конструкций по теплоизолирующей способности определяется по формуле

$$\tau = 2,3 \frac{(\delta + K\sqrt{a'_{red}})^2}{\mu_1^2 a'_{red}} \lg \frac{A_1}{\frac{t_{доп} - t_n}{1250 - t_n} - \frac{1}{1 + B_i}}, \quad (5.17)$$

где δ — толщина конструкции, м;

a'_{red} — приведенный коэффициент температуропроводности при 250°C, м²/с;

A_1, μ_1 — величины, определяемые в зависимости от критерия Био, таблица 1.7 [15];

$t_{доп}$ — расчетная температура, °C;

Bi — критерий Био.

В формуле (5.17) значение критерия Био равно

$$Bi = \frac{\alpha'_m}{\lambda'_m} (\delta + K\sqrt{a'_{red}}),$$

где $\alpha'_m = 4,8 + 9,1\varepsilon_i$ — среднее значение коэффициента теплоотдачи на необогреваемой поверхности, Вт/(м²°C);

ε_i — степень черноты необогреваемой поверхности, принимаемая для бетона $\varepsilon_i = 0,625$ [52, табл. 4.3];

λ'_m — средний расчетный коэффициент теплопроводности, вычисляемый при температуре 250°C.

При $t_{доп} = 140^\circ + 20^\circ = 160^\circ$ и $t_n = 20^\circ$ С уравнение (5.17) принимает вид

$$\tau = 2,3 \frac{(\delta + K \sqrt{a'_{red}})^2}{\mu_1^2 a'_{red}} \lg \frac{A_1}{0,11 - \frac{1}{1+B_1}}, \quad (5.18)$$

где τ , с.

Для многослойных сплошных конструкций приведенный коэффициент температуропроводности a'_{red} определяется по формуле

$$a'_{red} = \frac{\sum_{i=1}^n a'_{red,i} \delta_i}{\delta},$$

где δ_i — толщина i -го слоя материала, м; δ — толщина конструкции, м;

a'_{red} — коэффициент температуропроводности материала, составляющего i -й слой, м²/с.

5.2.3. Расчет температуры в стержневых конструкциях

При прогреве балок, колонн, элементов ферм, других стержневых элементов, обогреваемых в условиях пожара с 3-х или 4-х граней боковых поверхностей (сторон), имеет место двухмерное температурное поле (рис. 5.49, 5.50). Расчет температур в этих случаях может быть выполнен с

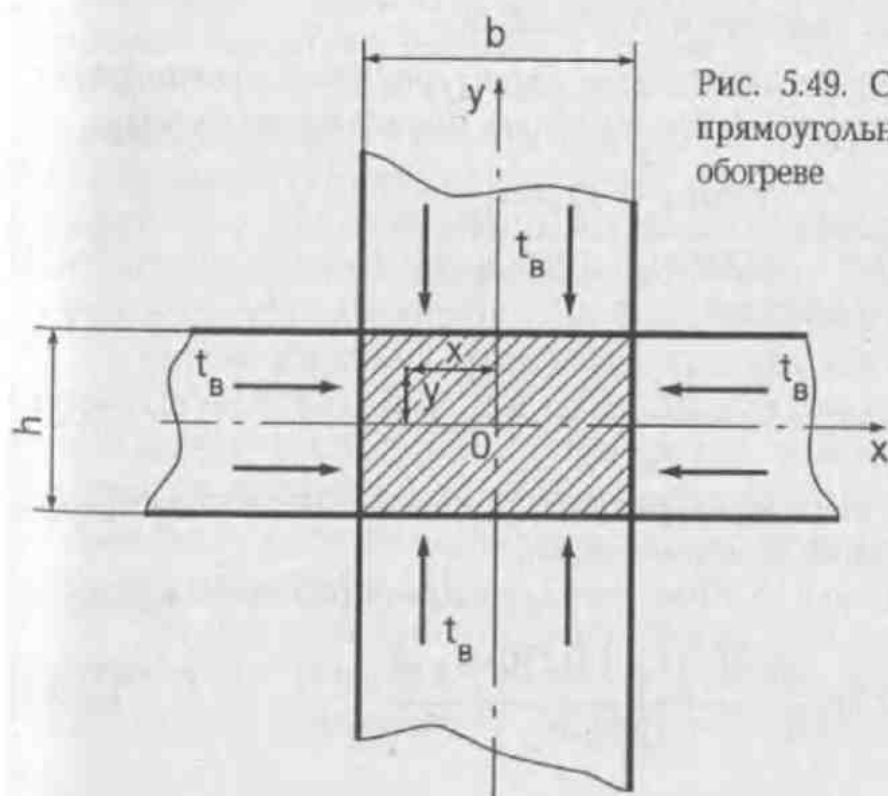


Рис. 5.49. Схема к расчету температур в прямоугольном сечении при 4-х стороннем обогреве

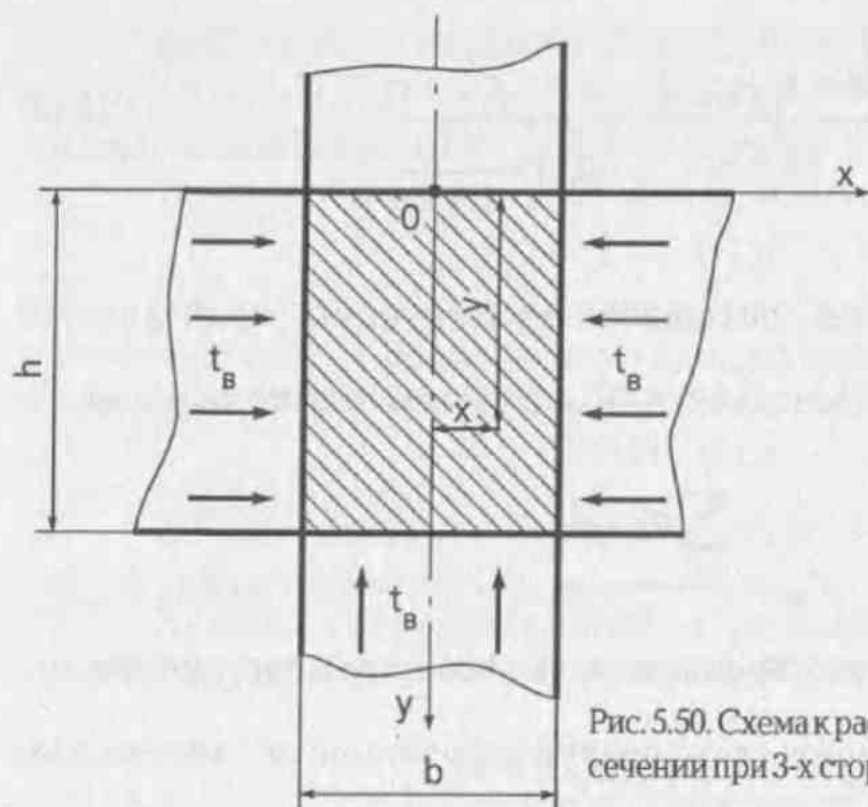


Рис. 5.50. Схема к расчету температур в прямоугольном сечении при 3-х стороннем обогреве

достаточной точностью при помощи соотношения относительных температур

$$\frac{t_b - t_{x,y,\tau}}{t_b - t_n} = \frac{t_b - t_{x,\tau}}{t_b - t_n} \cdot \frac{t_b - t_{y,\tau}}{t_b - t_n}, \quad (5.19)$$

где t_b — температура по стандартной кривой, °С;

$t_{x,y,\tau}$ — температура двухмерного поля, °С;

$t_{x,\tau}$ $t_{y,\tau}$ — температура одномерных полей, °С.

Учитывая принятые допущения для расчета температур упрощенным способом, формула (5.19) может быть представлена в виде

$$\frac{1250 - t_{x,y,\tau}}{1250 - t_n} = \frac{1250 - t_{x,\tau}}{1250 - t_n} \cdot \frac{1250 - t_{y,\tau}}{1250 - t_n}, \quad (5.19')$$

Из соотношения (5.19) находят

$$t_{x,y,\tau} = t_b - \frac{(t_b - t_{x,\tau})(t_b - t_{y,\tau})}{t_b - t_n}. \quad (5.20)$$

Соотношение (5.20) выражает результат наложения одномерных полей одного на другое (принцип суперпозиции).

Соответственно формула (5.20) может быть преобразована к виду

$$t_{x,y,\tau} = 1250 - \frac{(1250 - t_{x,\tau})(1250 - t_{y,\tau})}{1250 - t_n}. \quad (5.20')$$

По сравнению с формулами (5.19), (5.20) использование формул (5.19'), (5.20') позволяет несколько упростить расчет теплотехнической задачи, нагрев конструкций при этом более интенсивен, а значение выражения $1250 - t_n$ можно заменить величиной 1230°C .

Если необходимо найти температуру в прямоугольном сечении, обогреваемом с 4-х сторон, в том числе и арматурного стержня, то поле его образуется в результате наложения температурных полей при пересечении двух неограниченных пластин толщиной b и h (рис. 5.49).

В этом случае величины $t_{x,r}$ и $t_{y,r}$ определяют по формулам (5.13), (5.14) или (5.14'). При этом необходимо учесть, что значение $t_{y,r}$ определяется заменой b на h , а x на y .

Если необходимо определить температуру в балке или колонне, обогреваемых с 3-х сторон (рис. 5.50), значение $t_{x,r}$ определяют по формуле (5.14), (5.14'), а $t_{y,r}$ - по формуле (5.10). В данном случае пересекаются поля неограниченной пластины и полуограниченного тела. Согласно [53], температуру в сечениях железобетонных элементов можно определять по графикам прогрева, полученных экспериментальным путем.

5.2.4. Расчет слоев, прогретых до расчетных (заданных) температур

При огневом воздействии сечение конструкций прогревается неравномерно. Поэтому в каждом слое (точке) сечения температура имеет определенное значение. Если в одном из этих слоев (точке) расположена арматура (несущий элемент) конструкции, воспринимающая все сжимающие или растягивающие усилия, то температура этой арматуры будет определять величину несущей способности всей конструкции. В тот момент, когда несущая способность этой арматуры снизится до величины рабочей нагрузки и наступит ее предел огнестойкости, температура несущей арматуры конструкции будет являться критической.

Таким образом, понятие критической температуры относится не к материалу конструкции, а к ее несущему элементу. Нельзя, например, в этом смысле говорить о критической температуре бетона, т.к. этот материал расположен по всему сечению железобетонной конструкции, прогревается неравномерно и не имеет поэтому какой-то определенной температуры нагрева [21].

Иногда с целью упрощения расчета все же применяют термин «критическая температура» и к бетону. Так, например, называют критической температурой на границе ядра сечения железобетонных

колонн, которая условно отделяет бетон с нулевой прочностью от бетона с начальной прочностью.

Однако в этом случае критическая температура имеет другой смысл, связанный с ограничением какой-то площади поперечного сечения, и является скорее приемом для упрощения расчета [21]. Этим приемом пользуются при расчете огнестойкости, например, колонн и изгибаемых конструкций. Иначе говоря, необходимо определить толщину бетонных слоев, прогреваемых до заданных критических, точнее, расчетных температур. Прочность бетона в этих слоях принимается равной нулю, а в оставшемся сечении (ядре) — равной расчетному сопротивлению бетона для расчета огнестойкости.

Эта задача является обратной рассмотренным выше и решается на основе тех же уравнений и зависимостей.

Толщина слоя «у» ($\delta_{tem,y}$) плоской конструкции (рис. 5.47,б), прогретого выше t_{cr} (изотерма t_{cr} — граница слоя), определяется из формулы (5.9), если вместо «у» подставить $\delta_{tem,y}$

$$X = \frac{K\sqrt{a_{red}} + \delta_{tem,y}}{2\sqrt{a_{red}\tau}}, \quad (5.21)$$

$$\text{откуда } \delta_{tem,y} = (2X\sqrt{\tau} - K)\sqrt{a_{red}},$$

где X — аргумент функции Гаусса в зависимости от значения $erfX$ (приложение 1).

Положив в формуле (5.9) $t_{y,\tau} = t_{b,cr}$, получаем

$$erfX = \frac{1250 - t_{b,cr}}{1250 - t_n}, \quad (5.21')$$

где $t_{b,cr}$ — критическая расчетная температура бетона, принимаемая равной:

для тяжелого бетона на гранитном щебне — 650°C;

для тяжелого бетона на известняковом щебне — 750°C.

Для определения размеров рабочего сечения ядра (h_{tem} , b_{tem}) при обогреве конструкции с 4-х сторон (рис. 5.51) достаточно в формуле (5.13') заменить «х» на соответствующее значение b_{tem} или h_{tem} (соответственно по осям ОХ и ОУ) и, решив эти уравнения относительно их, получим:

$$b_{tem} = 2(0,5b + K\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_x); \quad (5.22)$$

$$h_{tem} = 2(0,5h + K\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_y).$$

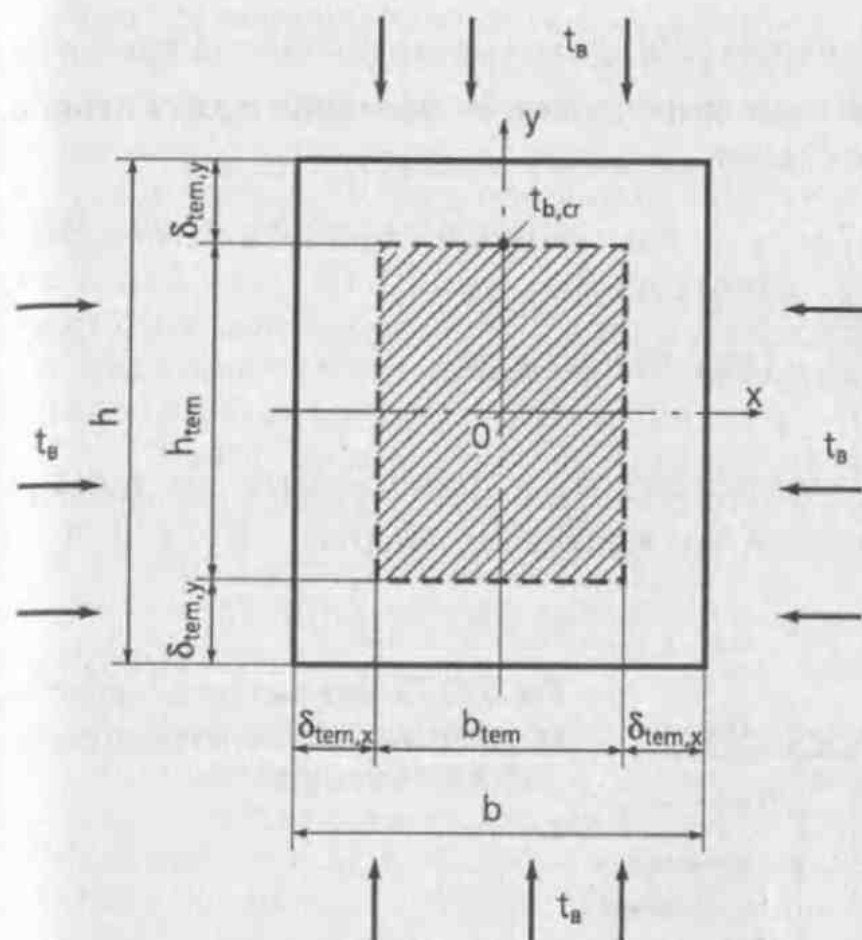


Рис. 5.51. Схема расчета слоев бетона, прогретых до заданных температур, при обогреве с 4-х сторон

Значения ξ_x и ξ_y находятся по графику приложения 4 в зависимости от $\theta_x, \theta_y, F_{ox}, F_{oy}$:

$$F_{ox} = \frac{a_{red} \tau}{(0,5b + K\sqrt{a_{red}})^2};$$

$$F_{oy} = \frac{a_{red} \tau}{(0,5h + K\sqrt{a_{red}})^2};$$
(5.23)

$$\theta_x = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_n} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_n)}{(t_b - t_{y=0,r})(1250 - t_n)};$$

$$\theta_y = \frac{1250 - t_b}{1250 - t_n} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_n)}{(t_b - t_{x=0,r})(1250 - t_n)};$$
(5.24)

где $t_{y=0,\tau}$, $t_{x=0,\tau}$ - температура в центре неограниченной пластины, соответственно толщиной b и h при условии ее обогрева с двух сторон, вычисляемая по формуле (5.16), т.е.:

$$\begin{aligned} t_{x=0,\tau} &= 1250 - (1250 - t_n) \theta_{nx}; \\ t_{y=0,\tau} &= 1250 - (1250 - t_n) \theta_{ny}, \end{aligned} \quad (5.25)$$

где θ_{nx} , θ_{ny} - коэффициенты, принимаемые по таблице приложения 5 в зависимости от критериев Фурье: $F_{ox}/4$ и $F_{oy}/4$ соответственно.

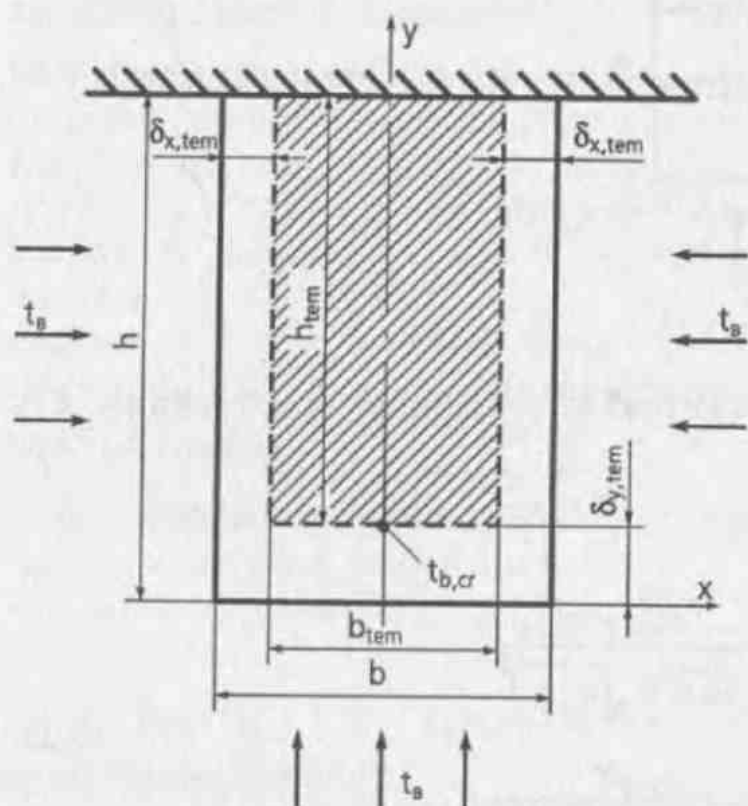


Рис. 5.52. Схема к расчету слоев бетона, прогретых до заданных температур, при обогреве с 3-х сторон

Толщину слоя $\delta_{tem,x}$ прямоугольного сечения, обогреваемого с 3-х сторон (рис. 5.52), с учетом (5.13') вычисляют по формуле

$$\delta_{tem,x} = (0,5b + K \sqrt{a_{red}}) \xi_x - K \sqrt{a_{red}}, \quad (5.26)$$

где — значение ξ_x находят по приложению 4 в зависимости от F_{ox} и θ_x , определяемого из выражения

$$\theta_x = \frac{1250 - t_{b,cr}}{1250 - t_n} \quad (5.27)$$

Толщина слоя $\delta_{tem,y}$ определяется по формуле (5.21), а значение $erfX$ определяется по формуле

$$erfX = \frac{1250 - t_n}{1250 - t_n} + \frac{(t_n - t_{b,cr})(t_n - t_n)}{(t_n - t_{x=0,\tau})(1250 - t_n)} \quad (5.28)$$

Таким образом, при 4-х стороннем обогреве

$$b_{tem,x} = b - 2\delta_{tem,x}; \quad h_{tem} = h - 2\delta_{tem,y} \quad (5.29)$$

При 3-х стороннем обогреве

$$b_{tem} = b - 2\delta_{tem,x}; \quad h_{tem} = h - \delta_{tem,y} \quad (5.30)$$

Рассмотренный упрощенный метод решения уравнения Фурье дает удовлетворительные результаты при инженерных расчетах, не требующих большого объема вычислений. При его применении был принят ряд допущений (см. п. 5.2.1). В связи с широким использованием вычислительной техники появилась возможность для расчета температурных полей в конструкциях сложных конфигураций при любых законах изменения температур, при любом их начальном распределении и с учетом изменения теплофизических характеристик материалов конструкций. Например, может быть применен конечно-разностный метод элементарных балансов Ваничева А.П., который легко поддается программированию. Для решения теплотехнической задачи огнестойкости железобетонных конструкций этот метод был усовершенствован А.И. Яковлевым. В его работах [21] и [46] детально рассмотрены вопросы расчета температурных полей с помощью ЭВМ (машинный расчет).

5.3. Статическая часть расчета

5.3.1. Статически определяемые изгибаемые конструкции. Общее решение статической задачи

При расчете несущей способности железобетонных конструкций при пожаре следует учитывать изменение механических свойств бетона и арматуры в зависимости от температуры, определяемой теплотехническим расчетом.

Расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона R_{bu} и R_{btu} и арматуры R_{scu} и R_{su} для расчета огнестойкости определяются делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности: по бетону - $\gamma_b = 0,83$; по арматуре - $\gamma_s = 0,9$ [53],

$$\text{т.е. } R_{bu} = R_{bn} / \gamma_b; R_{btu} = R_{btn} / \gamma_b; R_{su} = R_{sn} / \gamma_s; R_{scu} = R_{sn}.$$

Статически определимые изгибаемые железобетонные конструкции в условиях пожара подвергаются воздействию высоких температур по разному. Плоские элементы подвергаются одностороннему нагреву, стержневые — трехстороннему.

При этом, у плоских элементов $b_{tem} = b$, а у стержневых элементов $b_{tem,x} = b - 2\delta_{tem,x}$.

Общие положения расчета на огнестойкость строительных конструкций применимы и к железобетонным конструкциям. Для статически определимых конструкций предел огнестойкости может быть вычислен по критической температуре стальных элементов, что значительно упрощает расчет.

Статически определимые изгибаемые элементы в условиях пожара разрушаются, как правило, в результате образования пластического шарнира в расчетном сечении за счет снижения предела текучести или прочности нагреваемой растянутой арматуры до величины рабочих напряжений в ее сечении. Редкое исключение составляют изгибаемые элементы переармированные и нагруженные предельно допустимой нагрузкой, у которых потеря несущей способности происходит от хрупкого разрушения сжатой зоны бетона при сравнительно небольших деформациях растянутой арматуры.

Сжатые бетон и арматура нагреваются слабо, а поэтому в расчетах их прочностные характеристики считаются неизменными. В момент образования пластического шарнира происходит резкое увеличение температурной ползучести арматуры, что вызывает интенсивное раскрытие трещин в растянутой зоне. Раскрывающиеся трещины уменьшают высоту сжатой зоны бетона x_{tem} до минимального значения, при котором происходит разрушение сжатого бетона и обрушение элемента.

Таким образом, наступление предела огнестойкости изгибаемой конструкции характеризуется предельным равновесием внутренних и внешних сил. При этом напряжения в сжатой зоне бетона за счет уменьшения ее размеров и деформации растянутой арматуры увеличиваются до R_{bu} , а сопротивление растянутой арматуры R_{su} снижается за счет нагрева стали до $R_{s,tem} = R_{su} \gamma_{s,tem}$, где $\gamma_{s,tem}$ — коэффициент снижения прочности стали.

Решение статической задачи в этом случае сводится к нахождению критической температуры работающей арматуры при предельном равновесии конструкции в условиях пожара.

В общем виде статическая задача для изгибаемых конструкций решается с помощью уравнений статики. Для определения высоты сжатой зоны бетона x_{tem} в состоянии предельного равновесия конструкции при заданных условиях обогрева составляется уравнение моментов от внешних и внутренних сил относительно растянутой рабочей арматуры ($\sum M_s = 0$).

Рабочие напряжения в растянутой арматуре определяют из уравнения равновесия проекции внутренних и внешних сил, действующих в плоскости изгиба.

По соотношению рабочих напряжений $\sigma_{s,tem} = R_{s,tem}$ и сопротивлений стали R_{su} определяют коэффициент снижения прочности $\gamma_{s,tem}$, а затем по приложению 6 определяют критическую температуру растянутой арматуры

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{R_{s,tem}}{R_{su}}; t_{cr} = f(\gamma_{s,tem}).$$

5.3.2. Плоские изгибаемые элементы.

Несущая способность $M_{p,tem}$ нагретого плоского изгибаемого элемента в предельном равновесии будет равна (рис. 5.53)

$$M_{p,tem} = N_{b,tem} Z_{b,tem} = R_{bu} b x_{tem} (h_0 - 0,5 x_{tem}), \quad (5.31)$$

где h_0 - рабочая (полезная) высота сечения, м;

x_{tem} - высота сжатой зоны, м.

В условиях пожара конструкция разрушается под действием изгибающего момента от нормативной нагрузки M_n , т.е. $M_{p,tem} = M_n$.

Учитывая, что $\sum M_s = 0$, получим:

$$M_{p,tem} - M_n = 0;$$

$$R_{bu} b x_{tem} (h_0 - 0,5 x_{tem}) - M_n = 0,$$

$$\text{откуда } x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M_n}{R_{bu} b}}. \quad (5.32)$$

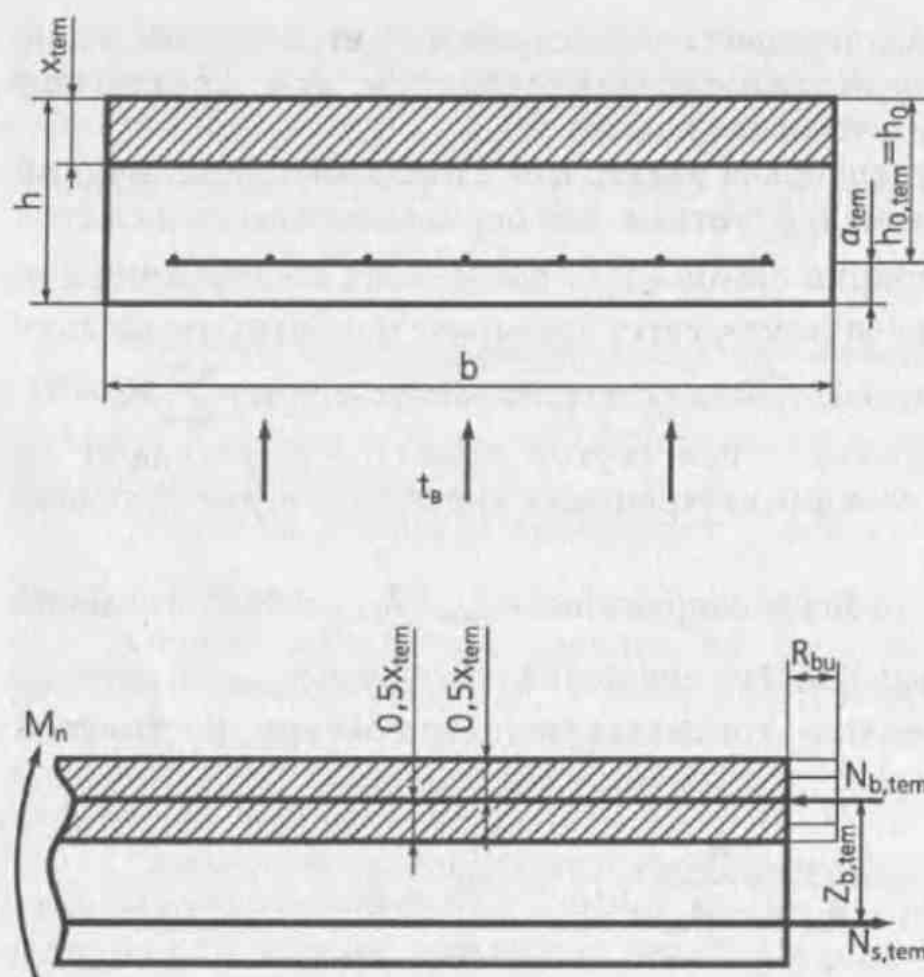


Рис. 5.53. Схема к расчету огнестойкости плоского изгибаемого элемента

Из условия равновесия $\sum N_x = 0$, т.е.

$N_{s,tem} - N_{b,tem} = 0$ или $N_{s,tem} = N_{b,tem}$, следует

$$\sigma_{s,tem} A_s = R_{bu} b x_{tem},$$

$$\text{откуда } \sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} b x_{tem}}{A_s}. \quad (5.33)$$

Но $\sigma_{s,tem} = R_{su} \gamma_{s,tem}$, следовательно,

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{R_{bu} b x_{tem}}{R_{su} A_s}. \quad (5.34)$$

По найденному значению $\gamma_{s,tem}$ из приложения 6 определяется температура растянутой арматуры, при которой наступает предел огнестойкости конструкции, т.е. критическая температура $t_{s,cr}$.

Фактический предел огнестойкости P_{ϕ} определяется по формуле (5.11) или (5.12).

Значение коэффициента $\gamma_{s,tem}$ можно найти также следующим способом:

$$M_{p,tem} = N_{s,tem} Z_{b,tem} = R_{su} \gamma_{s,tem} A_s (h_0 - 0,5x_{tem}), \quad (5.35)$$

где: A_s - площадь сечения растянутой арматуры, m^2 ;

h_0 - рабочая (полезная) высота сечения, m ;

x_{tem} - высота сжатой зоны, m ;

из условия равновесия $\sum N_x = 0$ находим

$$x_{tem} = \frac{R_{su} A_s \gamma_{s,tem}}{R_{bu} b}; \quad (5.36)$$

учитывая, что $M_{p,tem} = M_n$, уравнение (5.35) можно записать в виде:

$$M_n = R_{su} \gamma_{s,tem} A_s (h_0 - 0,5x_{tem}); \quad (5.37)$$

подставив в формулу (5.37) значение x_{tem} (5.36), получаем

$$M_n = R_{su} A_s \gamma_{s,tem} \left(h_0 - 0,5 \frac{R_{su} A_s \gamma_{s,tem}}{R_{bu} b} \right); \quad (5.38)$$

откуда

$$\gamma_{s,tem} = \frac{b h_0 R_{bu}}{A_s R_{su}} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_n}{b h_0^2 R_{bu}}} \right), \quad (5.39)$$

т.е. значение $\gamma_{s,tem}$ можно определить, не определяя $\sigma_{s,tem}$.

Таким образом, решение статической задачи при расчете огнестойкости простых плоских изгибаемых элементов сводится к определению критической температуры растянутой арматуры, что значительно упрощает расчет.

Коэффициент $\gamma_{s,tem}$ для изгибаемых элементов, разрушающихся в результате образования пластического шарнира в нормальном сечении за счет снижения прочности нагретой растянутой арматуры до величины рабочих напряжений, без больших погрешностей может быть определен

$$\gamma_{s,tem} = \frac{M_n}{M_p} = \frac{M_n}{A_s R_{su} \left(h_0 - 0,5 \frac{A_s R_{su}}{R_{bu} b} \right)}, \quad (5.40)$$

где M_p - разрушающий момент в сечении при $t_n = 20^\circ C$.

В работе А.И.Яковлева [21] указывается, что критическую температуру растянутой арматуры можно также найти по кривым

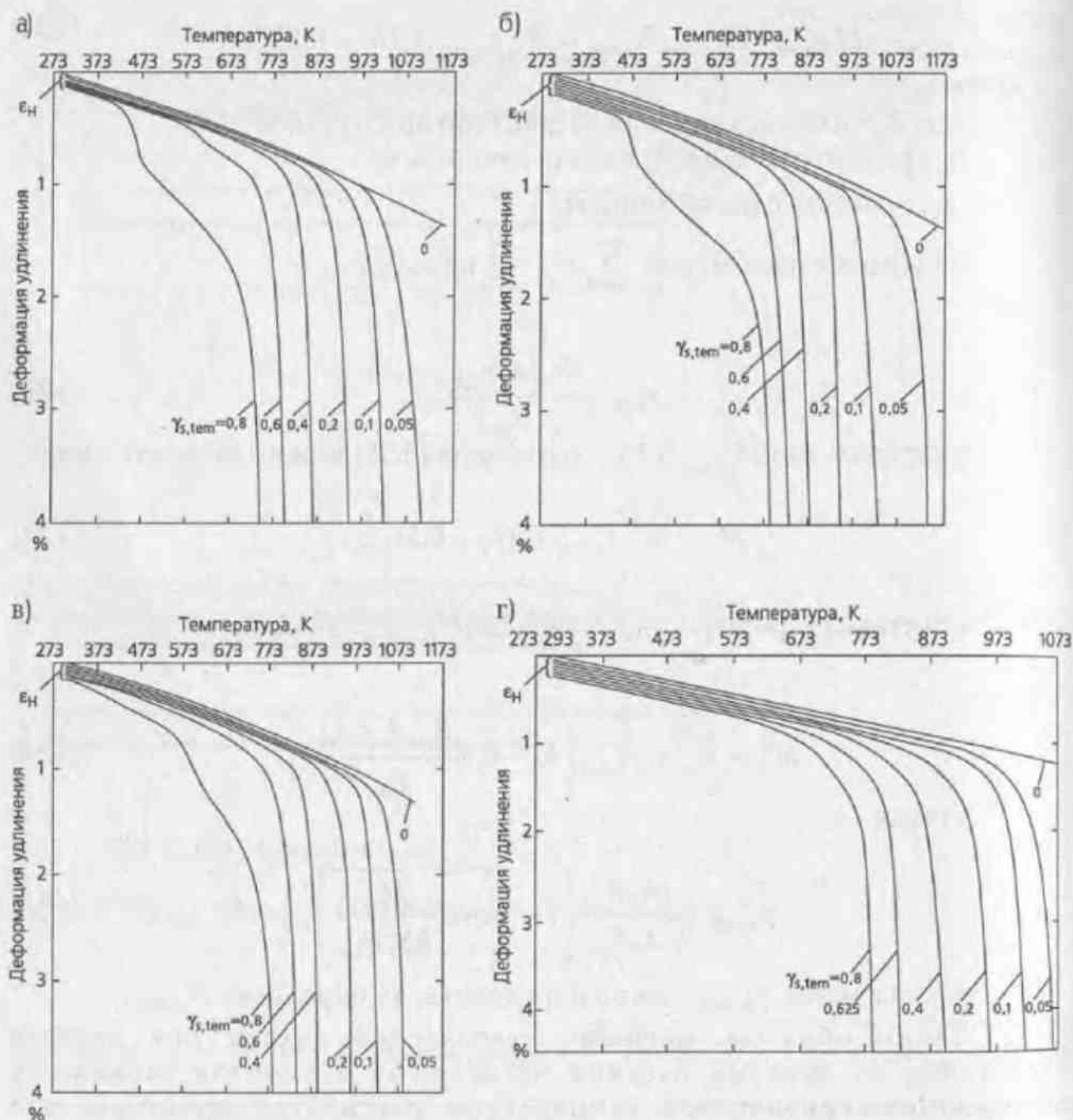


Рис. 5.54. Кривые полных деформаций арматуры при высоких температурах и различной степени нагружения $\gamma_{s,tem}$: а- класса А-I (Ст 3); б- класса А-II (Ст 5); в- класса А-III (Ст 25 Г 2С); г- класса А-III (Ст 25 ГС)

рис. 5.54,а-з при максимальных общих деформациях арматуры $\epsilon_{s,tem} = 0,03$. В результате испытаний практически всех видов арматурных сталей, применяемых в железобетонных конструкциях, было установлено, что до определенной температуры деформации стали увеличиваются примерно с постоянной скоростью в основном за счет температурного расширения. Затем начинает проявляться температурная ползучесть стали, и скорость роста деформации плавно возрастает. За пределами $\epsilon_{s,tem} = 3\%$, вследствие резкого увеличения ползучести, кривая полных деформаций стали быстро

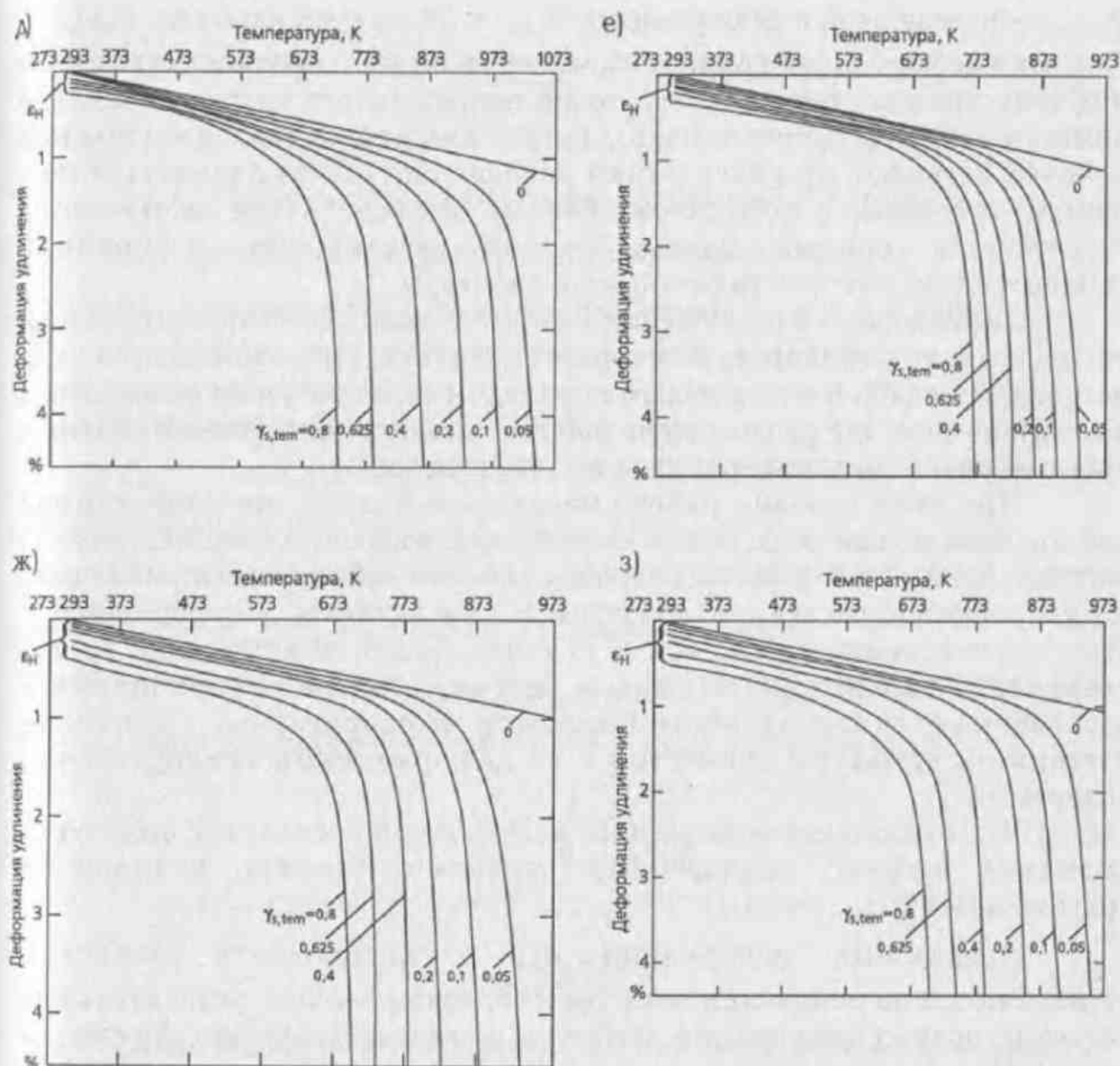


Рис. 5.54. Кривые полных деформаций арматуры при высоких температурах и различной степени нагружения $\gamma_{s,tem}$: а - класса А-IV (Ст 80 С); е - класса Ат-V; ж - класса Ат-VI; з - класса Ат-VII

приближается к вертикали. Следовательно, можно принять, что при значении $\epsilon_{s,tem} = 3\%$ достигается предел прочности нагретой стали. А отношение его к начальному сопротивлению равно коэффициенту снижения начального сопротивления стали с ростом температуры $\gamma_{s,tem}$.

Опытами установлено, что не все изгибаемые железобетонные конструкции разрушаются от развития общих деформаций растянутой арматуры, равных или больше 3%.

У ряда конструкций разрушение может наступить при существенно меньших деформациях растянутой арматуры. В этих случаях коэффициент

$\gamma_{s,tem}$ определяют при деформациях $\varepsilon_{s,tem} < 3\%$ из графиков рис. 5.54, а-з. При этих деформациях практически исчерпывается прочность арматуры под действием постоянной нагрузки и непрерывного нагрева. У сильно армированных элементов, находящихся под действием значительной рабочей нагрузки, при нагревании разрушение может начинаться не с растянутой зоны, а со сжатого бетона. В этом случае сжатая зона разрушается раньше начала резкого увеличения деформаций температурной ползучести растянутой арматуры.

Такой характер разрушения элементов вызывается криволинейным распределением температуры по высоте сечения. При этом сжатая зона нагревается слабо с очень малым перепадом температур по ее высоте, а растянутая зона, где расположена рабочая арматура нагревается сильно с большим перепадом температур по высоте этой зоны.

При этом условии работу нагреваемой снизу железобетонной конструкции можно представить как работу находящегося под постоянной нагрузкой элемента, у которого каким-либо способом начали уменьшать модуль упругости растянутой арматуры, т.е. увеличивать ее деформацию. В этом случае нейтральная ось в сечении будет подниматься вверх, увеличивая напряжения в сжатом бетоне. Такими деформациями в нагреваемом снизу элементе являются температурные удлинения растянутой арматуры совместно с ее деформациями температурной ползучести.

Эти суммарные деформации нагреваемой растянутой арматуры, вызывают эффект, аналогичный переармированию, называются критическими [21].

Предельные деформации $\varepsilon_{s,u}$ с достаточной точностью определяются на основании зависимости, связывающей относительные значения полных деформаций арматуры и относительную высоту сжатой зоны, [54]

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{bu}}{1 - \frac{\xi_0}{1,1}} \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right), \quad (5.41)$$

где ε_s - относительные деформации арматуры;

ε_{bu} - предельная сжимаемость бетона;

ξ_0 - характеристика сжатой зоны бетона;

ξ - относительная высота сжатой зоны бетона.

Эта зависимость использована в [45] для определения граничного значения относительной высоты сжатой зоны и напряжений в арматуре.

Для условий пожара формула (5.41) примет вид

$$\varepsilon_{su} = \frac{\varepsilon_{bu}}{1 - \frac{\xi_0}{1,1} \left(\frac{\xi_0}{\xi_{tem}} - 1 \right)}, \quad (5.42)$$

где ε_{su} - предельные деформации растянутой арматуры;

ε_{bu} - предельная сжимаемость бетона сжатой зоны;

ξ_0 - характеристика сжатой зоны бетона $\xi_0 = a - 0,0006 R_{bu}$;

a - коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого - 0,85;

на пористых заполнителях - 0,8;

ξ_{tem} - относительная высота сжатой зоны бетона в предельном

равновесии нагретого элемента $\xi_{tem} = x_{tem} / h_0$.

Несущая способность $M_{p,tem}$ нагретого плоского изгибаемого элемента ($\sum M = 0$) в предельном равновесии равна

$$M_n = M_{p,tem} = A_s R_{su} \gamma_{s,tem} (h_0 - 0,5 x_{tem}). \quad (5.43)$$

Решая совместно уравнения (5.43) и (5.36), определяем

$$\xi_{tem} = \frac{x_{tem}}{h_0} = \sqrt{1 - \frac{2M_n}{bh_0^2 R_{bu}}}. \quad (5.44)$$

Тогда формулу (5.39) можно представить в виде

$$\gamma_{s,tem} = \frac{bh_0 R_{bu}}{A_s R_{su}} \xi_{tem}. \quad (5.45)$$

Эксперименты показывают, что необогреваемая поверхность плоских железобетонных изгибаемых конструкций в момент их полного разрушения прогревается до температур, не превышающих 100°C.

При этой температуре предельная сжимаемость тяжелых бетонов увеличивается. Это увеличение деформативности компенсируется тепловым расширением сжатого бетона, что дает возможность в формуле

(5.42) ε_{bu} принять равной начальной предельной сжимаемости бетона 0,0025. Поэтому

$$\varepsilon_{su} = \frac{0,0025}{1 - \frac{\xi_0}{1,1} \left(\frac{\xi_0}{\xi_{tem}} - 1 \right)}. \quad (5.46)$$

Для бетонов, прочность которых соответствует классу В30, используемых при изготовлении изгибаемых элементов,

$$\xi_0 = 0,85 - 0,006 R_{bu} = 0,85 - 0,006 \frac{22}{0,83} = 0,69.$$

Подставив значение $\xi_0 = 0,69$ в формулу (5.46), получаем

$$\varepsilon_{su} = 0,0067 \left(\frac{0,69}{\xi_{tem}} - 1 \right). \quad (5.47)$$

По значению ε_{su} из графиков на рис. 5.54 а-з находят $t_{s,cr}$ растянутой арматуры в зависимости от степени ее нагружения, характеризуемой коэффициентом $\gamma_{s,tem}$.

Затем путем решения обратной задачи теплопроводности по формуле (5.11) или (5.12) или с помощью номограмм прогрева арматурных стержней в бетоне (см. рис. 5.55, а-к), или по графикам распределения температур в поперечном сечении железобетонных конструкций при пожаре (прилож. 17) по найденной $t_{s,cr}$ определяют предел огнестойкости.

При пользовании номограммами для определения температуры арматуры в плитах из обычного тяжелого бетона за величину защитного слоя необходимо принимать расстояние до центра арматурных стержней.

Формула (5.47) может быть применима и для расчета критических температур простых плоских изгибаемых элементов, разрушающихся по растянутой зоне.

Таким образом, для изгибаемых элементов расчет критических температур по критическим деформациям растянутой арматуры является общим методом.

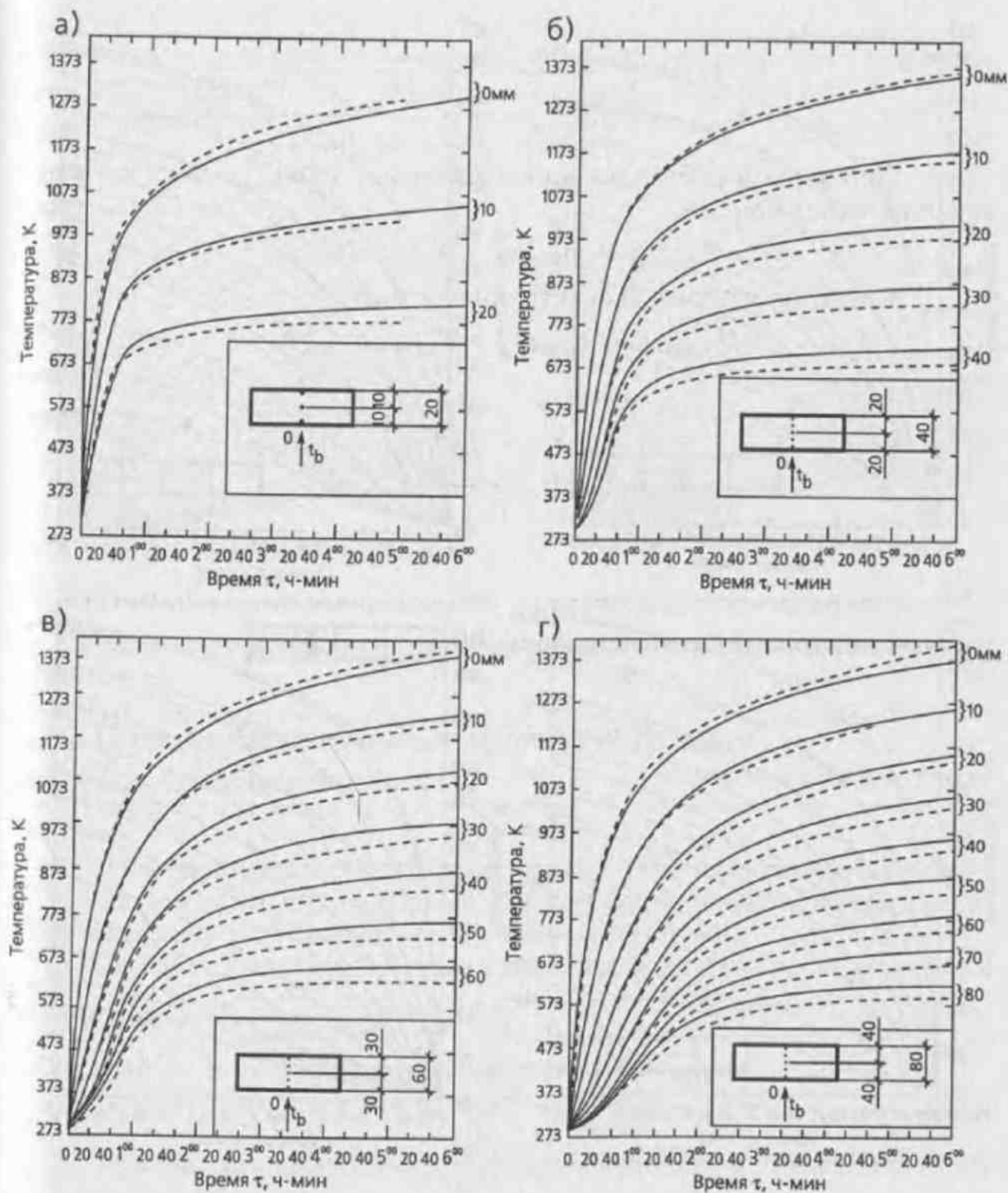


Рис. 5.55. Кривые прогрева плоской сплошной конструкции толщиной, мм: а - 20; б - 40; в - 60; г - 80 (— бетон на известковом щебне при $\rho_c = 2330 \text{ кг/м}^3$; — бетон на гранитном щебне $\rho_c = 2250 \text{ кг/м}^3$)

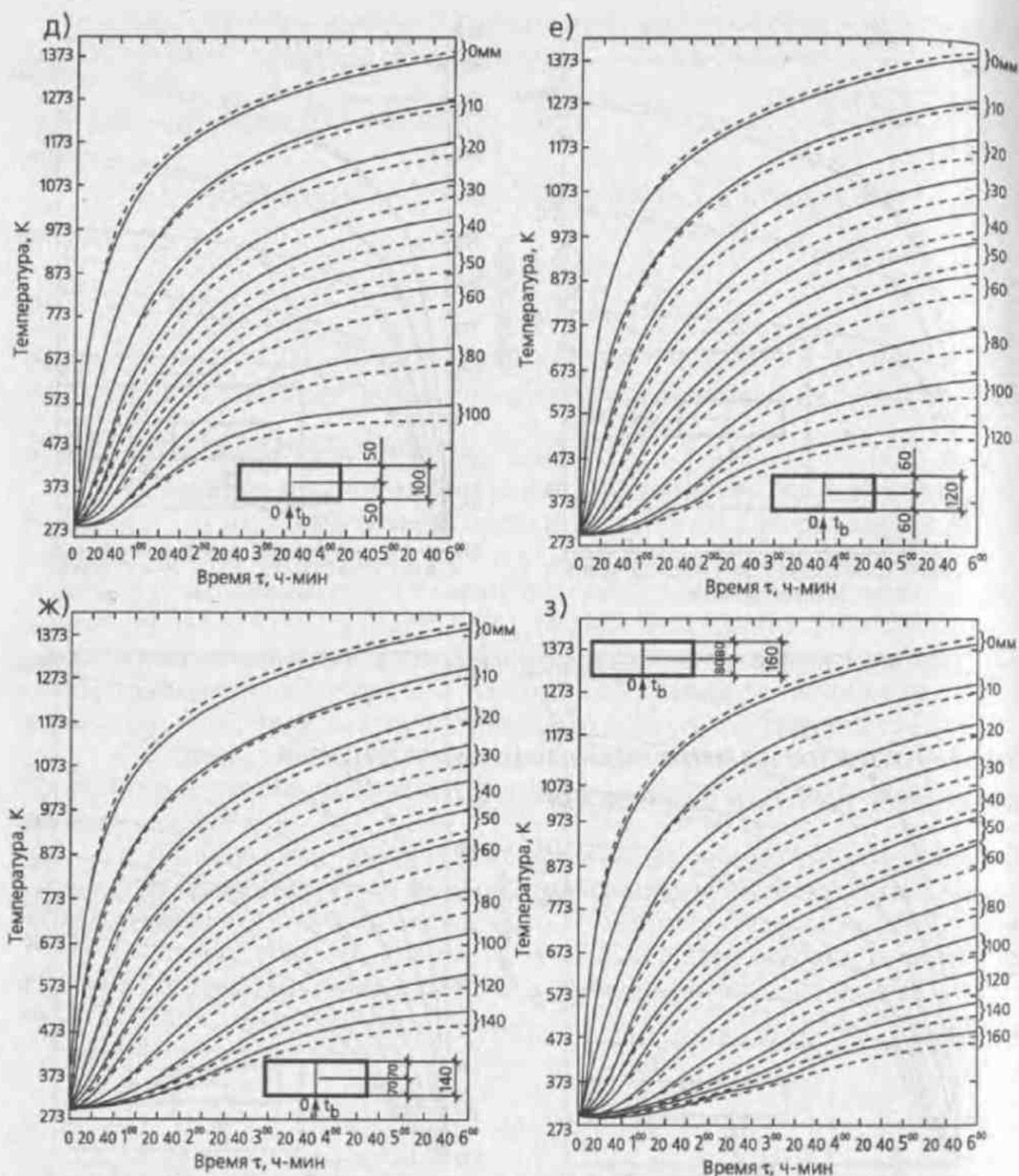


Рис. 5.55 продолжение. Кривые прогрева плоской сплошной конструкции толщиной, мм: д - 100; е - 120; ж - 140; з - 160

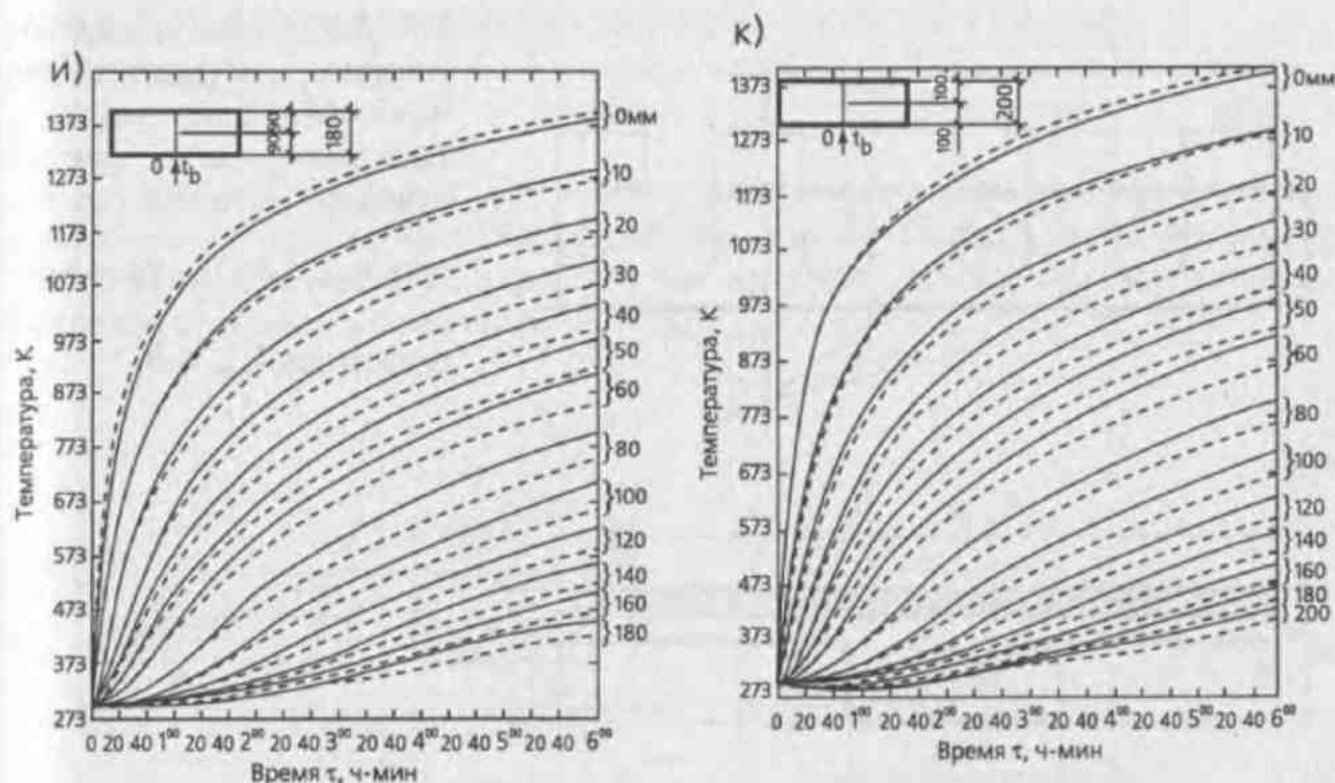


Рис. 5.55 продолжение. Кривые прогрева плоской сплошной конструкции толщиной, мм: и - 180; к - 200

5.3.3 Плоские изгибаемые многопустотные железобетонные элементы

При решении статической задачи сечение многопустотных железобетонных плит (с пустотами, расположенными вдоль длины плиты) и настилов приводят к расчетному — тавровому сечению (рис. 5.56).

Высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии, определяется по формуле (5.32), если $x_{tem} \leq h'_f$, т.е.

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M_n}{R_{bu} b'_f}}. \quad (5.48)$$

Если высота сжатой зоны бетона, полученная из уравнения (5.32) больше, чем высота полки, т.е. $x_{tem} > h'_f$, то ее необходимо определять, используя следующее равенство

$$h'_f (b'_f - \sum b_p) R_{bu} (h_0 - 0,5 h'_f) + \sum b_p x_{tem} R_{bu} (h_0 - 0,5 x_{tem}) - M_n = 0 \quad (5.49)$$

Решение относительно x_{tem} дает следующую формулу

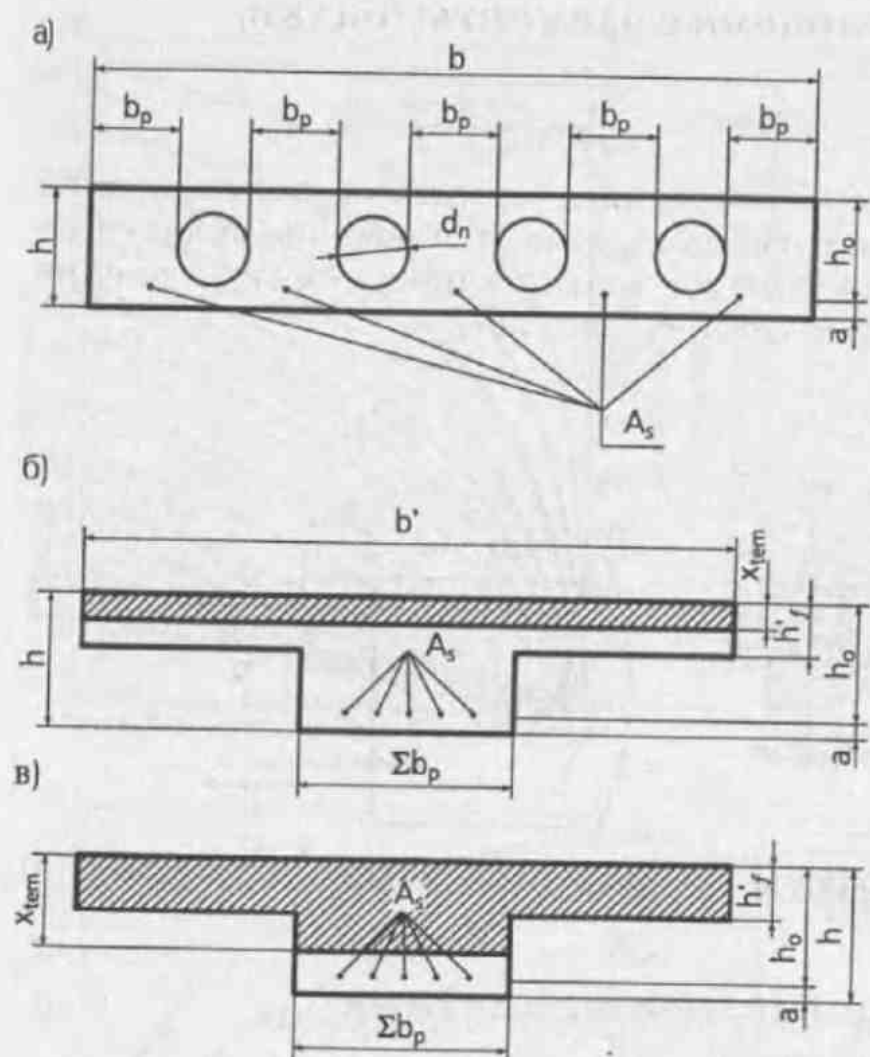


Рис. 5.56. Схема приведения сечения многопустотной железобетонной плиты к расчетному: а - сечение плиты; б - расчетное сечение при $x_{tem} \leq h'_f$ в - расчетное сечение при $x_{tem} > h'_f$

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[M_n - h'_f(b'_f - \sum b_p)R_{bu}(h_0 - 0.5h'_f)]}{R_{bu}\sum b_p}} \quad (5.50)$$

Затем определяют $\sigma_{s,tem}$:

$$\text{при } x_{tem} \leq h'_f \quad \sigma_{s,tem} = \frac{b'_f x_{tem} R_{bu}}{A_s}; \quad (5.51)$$

$$\text{при } x_{tem} > h'_f \quad \sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu}[h'_f b'_f + (x_{tem} - h'_f)\sum b_p]}{A_s}. \quad (5.52)$$

По формуле (5.34) определяют $\gamma_{s,tem}$, из приложения 6 находят $t_{s,cr}$ и по формулам (5.11) или (5.12) - Π_ϕ конструкции. Полученный результат необходимо умножить на коэффициент 0,9, учитывающий более быстрый прогрев арматуры в многопустотных и ребристых с ребрами вверх панелях и настилах.

5.3.4. Стержневые изгибаемые элементы (балки, прогоны, ригели)

Отличительными особенностями стержневых элементов, по сравнению с плоскими конструкциями, являются наличие арматуры в сжатой зоне и, как правило, огневое воздействие на сжатую зону по боковым сторонам поперечного сечения (рис. 5.57).

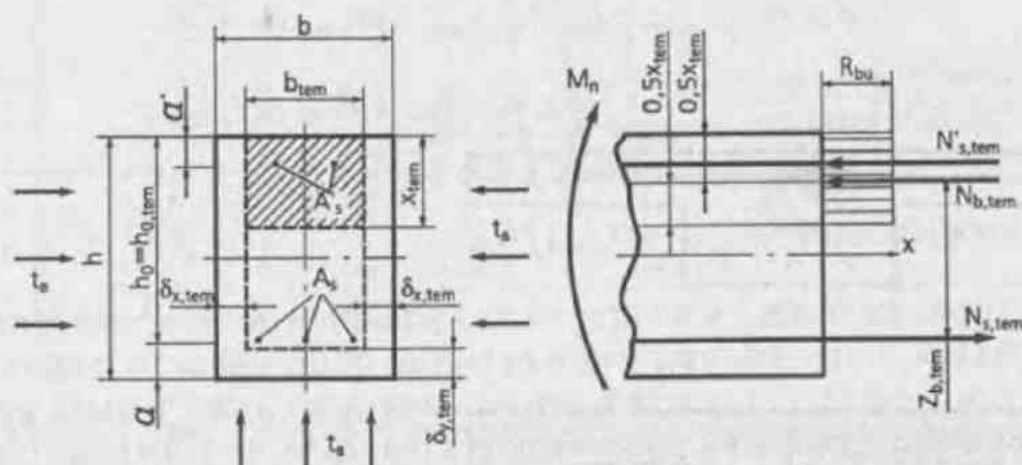


Рис. 5.57. Расчетная схема железобетонной балки прямоугольного сечения

При обогреве балки с 3-х сторон размеры сжатой зоны бетона уменьшаются по высоте в основном за счет деформаций растянутой арматуры до величины x_{tem} в момент предельного состояния конструкции, а по ширине за счет потери прочности наружными слоями бетона толщиной $\delta_{x,tem}$. В результате прогрева сжатой арматуры ее сопротивление уменьшается по сравнению с первоначальным R_{scu} на величину коэффициента снижения прочности $\gamma'_{s,tem}$.

Величину $\delta_{x,tem}$ определяют по формуле (5.28). Ширина ядра сечения составляет $b_{tem} = b - 2\delta_{x,tem}$.

Температуру сжатых стержней находят по уравнению (5.13) или (5.14). Затем из приложения 6 по рассчитанной температуре находят $\gamma'_{s,tem}$.

При известных размерах сжатой зоны бетона и сопротивлениях сжатой арматуры сумма моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры описывается равенством

$$R_{bu} x_{tem} b_{tem} (h_0 - 0,5x_{tem}) + R_{scu} \gamma'_{s,tem} A'_s (h_0 - a') - M_n = 0. \quad (5.53)$$

Решая уравнение относительно x_{tem} , находим

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[M_n - R_{scu} \gamma'_{s,tem} A'_s (h_0 - a')]}{b_{tem} R_{bu}}}. \quad (5.54)$$

Затем, используя условие равновесия проекции всех внутренних и внешних сил на ось X

$$R_{scu} A'_s \gamma'_{s,tem} + R_{bu} b_{tem} x_{tem} - \sigma_{s,tem} A_s = 0, \quad (5.55)$$

$$\text{находят } \sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} x_{tem} b_{tem} + R_{scu} A'_s \gamma'_{s,tem}}{A_s} \quad (5.56)$$

и коэффициент $\gamma_{s,tem} = \sigma_{s,tem} / R_{su}$.

По приложению 6 и величине коэффициента $\gamma_{s,tem}$ находят $t_{s,cr}$.

У балок, ригелей, прогонов сечение обогрывается с трех сторон. Поэтому температура стержней, расположенных даже в один ряд, будет различна: крайние стержни прогреваются быстрее, чем средние (рис. 5.57).

Расчет температур стержней производят по формуле (5.20), (5.21)

После вычисления температуры каждого растянутого стержня с координатами X, Y определяют среднюю температуру стержней

$$t_{s,m} = \frac{\sum A_{s,i} t_{s,i}}{A_s}, \quad (5.57)$$

где $A_{s,i}$ - площадь сечения i-го стержня, m^2 ;

$t_{s,i}$ - температура i-го стержня, $^{\circ}C$;

A_s - суммарная площадь сечения растянутой арматуры, m^2 .

Если значение $t_{s,m}$ совпадает с $t_{s,cr}$, вычисленной для заданного промежутка времени, расчет заканчивается. Если нет, то снова задаются временем τ и решение задачи повторяется.

Иногда разрушение изгибаемых элементов в условиях пожара может происходить от хрупкого разрушения сжатой зоны бетона при сравнительно небольших деформациях растянутой арматуры (переармированные и нагруженные предельно допустимой нагрузкой элементы).

Используя понятие криволинейного распределения температуры по высоте сечения (см. 5.3.2), условие разрушения по сжатой зоне балки (рис. 5.58) можно изобразить в виде эпюр температур и деформаций (рис. 5.59) и записать в виде

$$x_{tem} > \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_{bu} + \epsilon_s + \epsilon_{tem}} h_{o,m}, \quad (5.58)$$

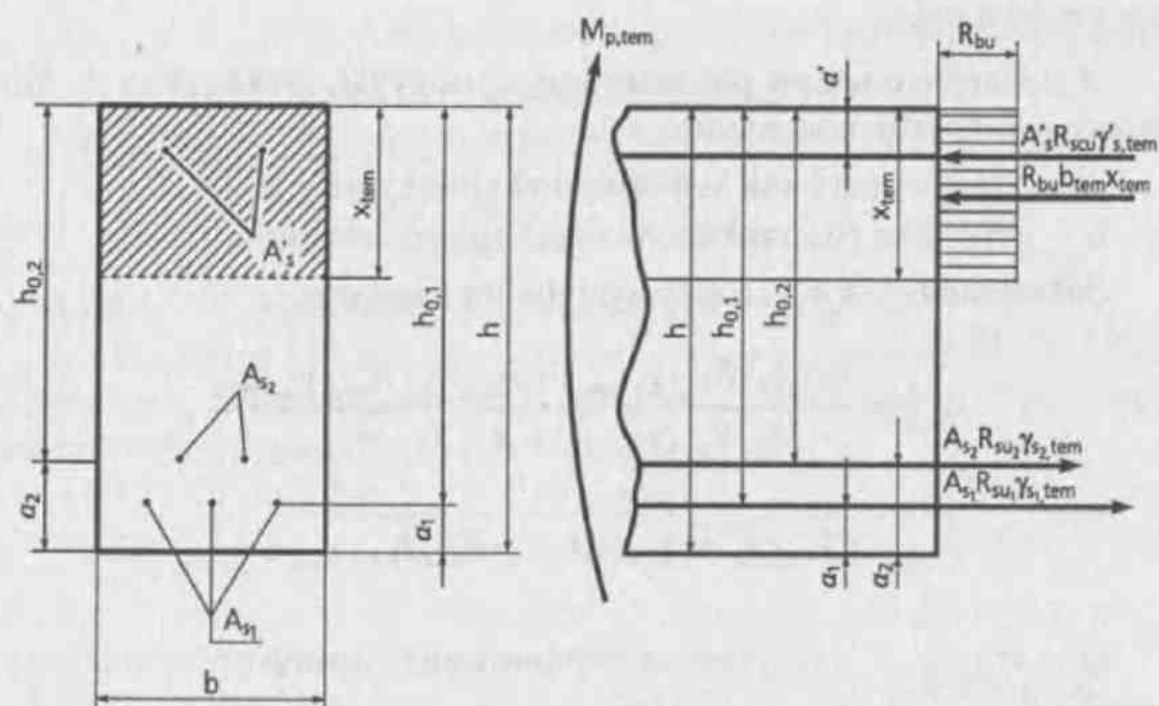


Рис. 5.58. Расчетная схема усилий в сечении статически определимого изгибаемого элемента, обогреваемого со стороны растянутой зоны

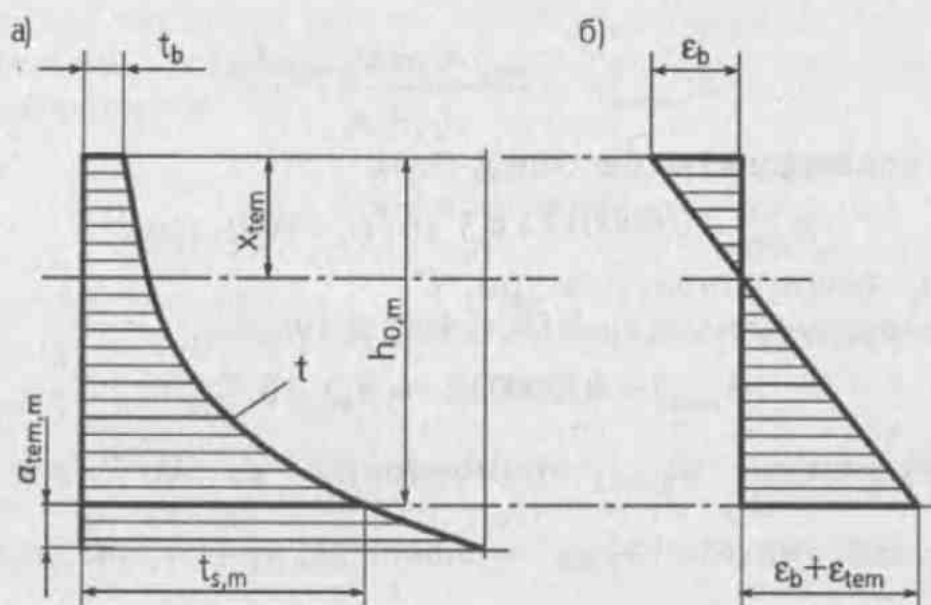


Рис. 5.59. Эпюры температур (а) и деформаций (б) в сечении статически определимого изгибаемого элемента, обогреваемого со стороны растянутой зоны

где $\epsilon_{bu} = 0,0025$ — предельная сжимаемость бетона крайней фибры сжатой зоны;

ϵ_s — деформация растянутой арматуры, отвечающая пределу текучести в нагретом состоянии;

ϵ_{tem} — температурная деформация арматуры;

$h_{o,m}$ — средняя рабочая (полезная) высота сечения.

Значения $h_{o,m}$ и ϵ_{tem} в формуле (5.58) находят:

$$h_{o,m} = \frac{h_{0,1} A_{s,1} R_{su,1} \gamma_{s,tem,1} + h_{0,2} A_{s,2} R_{su,2} \gamma_{s,tem,2}}{A_{s,1} R_{su,1} \gamma_{s,tem,1} + A_{s,2} R_{su,2} \gamma_{s,tem,2}}; \quad (5.59)$$

$$\epsilon_{tem} = \alpha_{s,tem,m} t_{s,m} - \alpha_{b,tem} t_b, \quad (5.60)$$

где $\alpha_{s,tem,m}$ — средний коэффициент линейного расширения арматуры;

$\alpha_{b,tem}$ — коэффициент линейного расширения бетона;

$t_{s,m}$ — средняя температура арматуры, °С;

t_b — температура бетона сжатой грани, °С.

Среднее значение коэффициента линейного расширения растянутой арматуры

$$\alpha_{s,tem,m} = \frac{\alpha_{s,tem,1} A_{s,1} + \alpha_{s,tem,2} A_{s,2}}{A_{s,1} + A_{s,2}}. \quad (5.61)$$

Для арматуры классов А-I и А-II:

$$\alpha_{s,tem} = 0,000012 + 4,3 \cdot 10^{-9} (t_s - 100), \text{ град}^{-1} \quad (5.62)$$

где t_s — температура арматуры, °С.

Для арматуры классов А-III, А-IIIB, А-IV

$$\alpha_{s,tem} = 0,000012 + 4,3 \cdot 10^{-9} t_s. \quad (5.63)$$

Коэффициент $\alpha_{b,tem}$, применяемый до 100°С, для бетона на гранитном заполнителе $\alpha_{b,tem} = 0,0000095 \text{ град}^{-1}$, на известняковом заполнии $\alpha_{b,tem} = 0,0000068 \text{ град}^{-1}$.

Среднее значение температуры в арматуре определяется по формуле

$$t_{s,tem,m} = \frac{t_{s,1} A_{s,1} + t_{s,2} A_{s,2}}{A_{s,1} + A_{s,2}}. \quad (5.64)$$

В формулах (5.61), (5.64):

$\alpha_{s,tem,1}, \alpha_{s,tem,2}$ — коэффициенты линейного расширения арматуры;
 $t_{s,1}, t_{s,2}$ — температура растянутой арматуры.

В формуле (5.58) деформация растянутой арматуры

$$\epsilon_s = \frac{R_{su} \gamma_{s,tem}}{E_{s,tem}} + 0,002, \quad (5.65)$$

где $E_{s,tem}$ — модуль упругости арматуры, МПа.

Если условие (5.58) выполняется, что иногда имеет место у сильно армированных балок, ригелей, прогонов, то прочность сечения определяется по формуле:

$$M_{p,tem} = b_{tem} x'_{tem} R_{bu} (h_{0m} - 0,5x'_{tem}) + R_{scu} A'_s (h_{0,m} - a'), \quad (5.66)$$

$$\text{где } x'_{tem} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_b + \epsilon_{tem}} h_{0,m}.$$

5.3.5. Статически неопределимые изгибаемые конструкции

Плиты, опертые по контуру

Учитывая характер работы таких конструкций (см. п.5.1.1.6 и рис.5.23), значение критической температуры определяется по эмпирической формуле

$$t_{s,cr} = \frac{350}{i^2} + \frac{150}{i} + 470, \quad (5.67)$$

где $i = \frac{A_{s1}}{A_{s2}}$ — соотношение площадей сечения арматуры в коротком

A_{s1} и длинном A_{s2} пролетах плиты.

Формула (5.67) справедлива при $i \geq 1,3$. При меньших значениях i критическую температуру арматуры $t_{s,cr}$ принимают равной 800°C, т.к. при дальнейшем нагревании начинают образовываться сквозные трещины в центре плит, и они утрачивают целостность (Е), т.е. огнепреграждающую способность.

Для определения предела огнестойкости плит с помощью теплотехнического расчета строят кривую изменения средней температуры арматуры $t_{s,m}$ от времени действия пожара τ

$$t_{s,m} = \frac{t_{s,1} A_{s,1} + t_{s,2} A_{s,2}}{A_{s,1} + A_{s,2}},$$

где $t_{s,1}$ и $t_{s,2}$ - температуры арматуры в коротком и длинном пролетах, °С.

Время, через которое средняя температура $t_{s,m}$ будет равна $t_{s,cr}$, принимают за предел огнестойкости плиты.

Балки и балочные плиты с заделкой на опорах

Снижение несущей способности таких элементов при кратковременном нагревании снизу происходит за счет уменьшения прочности опорных и пролетных сечений.

Прочность пролетных сечений уменьшается в результате нагревания растянутой арматуры. Снижение прочности опорных сечений происходит вследствие нагревания сжатого бетона и сжатой арматуры до высоких температур.

Несущая способность $M_{p,tem}$ рассматриваемых элементов в условиях пожара и величина действующего на них нормативного момента M_n равны: для равномерно распределенной нагрузки (рис. 5.60,а)

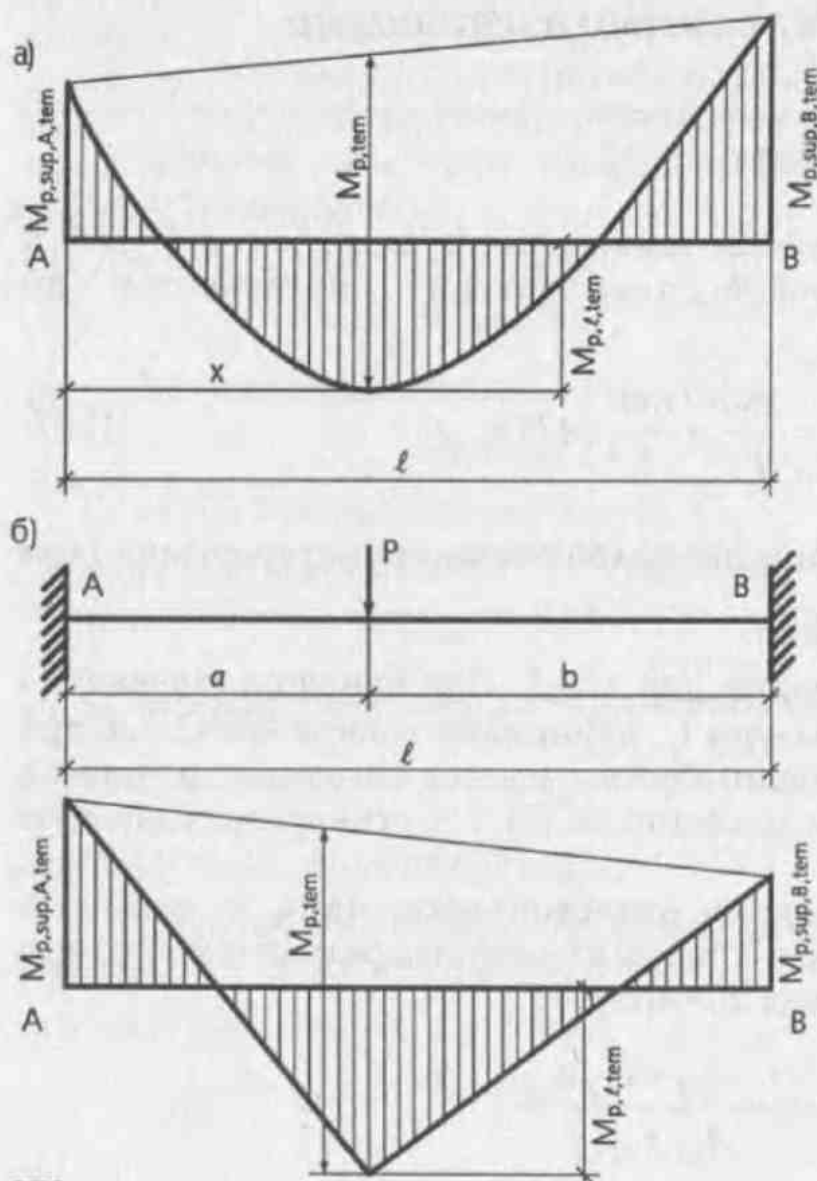


Рис. 5.60. Расчетные эпюры изгибающих моментов статически неопределимых конструкций при действии:

а - равномерно распределенной нагрузки;
б - сосредоточенной нагрузки

$$M_{p,tem} = M_{p,\ell,tem} + M_{p,sup,A,tem} + \frac{x}{\ell} (M_{p,sup,B,tem} + M_{p,sup,A,tem});$$

$$x = \frac{\ell}{2} - \frac{M_{p,sup,B,tem} + M_{p,sup,A,tem}}{q_n \ell}; \quad M_n = \frac{q_n \ell^2}{8}; \quad (5.68)$$

для сосредоточенной нагрузки (рис. 5.60,б)

$$M_{p,tem} = M_{p,\ell,tem} + M_{p,sup,A,tem} \frac{b}{\ell} + M_{p,sup,B,tem} \frac{a}{\ell};$$

$$M_n = \frac{P_n ab}{\ell}, \quad (5.69)$$

где $M_{p,\ell,tem}$ и $M_{p,sup,tem}$ — прочность пролетных и опорных сечений;

ℓ — пролет, м;

q_n — интенсивность равномерно распределенной нагрузки;

P_n — сосредоточенная нормативная нагрузка.

Прочность пролетных сечений снижается за счет нагрева растянутой арматуры и полное разрушение данных сечений происходит за счет снижения прочности нагретой растянутой арматуры до рабочих напряжений. Но преждевременного разрушения сжатой зоны пролетных сечений до начала резкого увеличения температурной ползучести арматуры не происходит, т.к. вследствие перераспределения моментов она находится под действием существенно меньших усилий, чем до начала нагрева. Поэтому

$$M_{p,\ell,tem} = A_s \gamma_{s,tem} R_{su} (h_{0,1} - 0,5 \frac{A_{s,1} \gamma_{s,tem} R_{su}}{b_{tem} R_{bu}}), \quad (5.70)$$

где b_{tem} — ширина сечения элемента, воспринимающего нагрузку при пожаре.

Прочность опорных сечений (рис. 5.61) снижается в основном за счет нагрева до высоких температур сжатого бетона и уменьшения вследствие этого размеров этих сечений.

Размеры сечений уменьшаются на толщину слоев, прогретых до расчетных температур ($t_{b,cr}$).

Поэтому:

$$M_{p,sup,tem} = (A_{s,sup} R_{su} - A'_{s,sup} \gamma'_{s,tem} R_{scu}) (h_{0,tem} - 0,5 x_{tem}) + A'_{s,sup} \gamma'_{s,tem} R_{scu} (h_{0,sup} - a'), \quad (5.71)$$

где x_{tem} — высота сжатой зоны расчетного сечения, м;

b_{tem} и $h_{0,tem}$ — ширина и полезная высота расчетного сечения, м.

В формуле (5.71) значение $h_{0,tem}$ следует принимать равным

$$h_{0,tem} = h_{0,sup} - 1,05 \delta_{y,tem} [21].$$

Высота сжатой зоны сечения равна

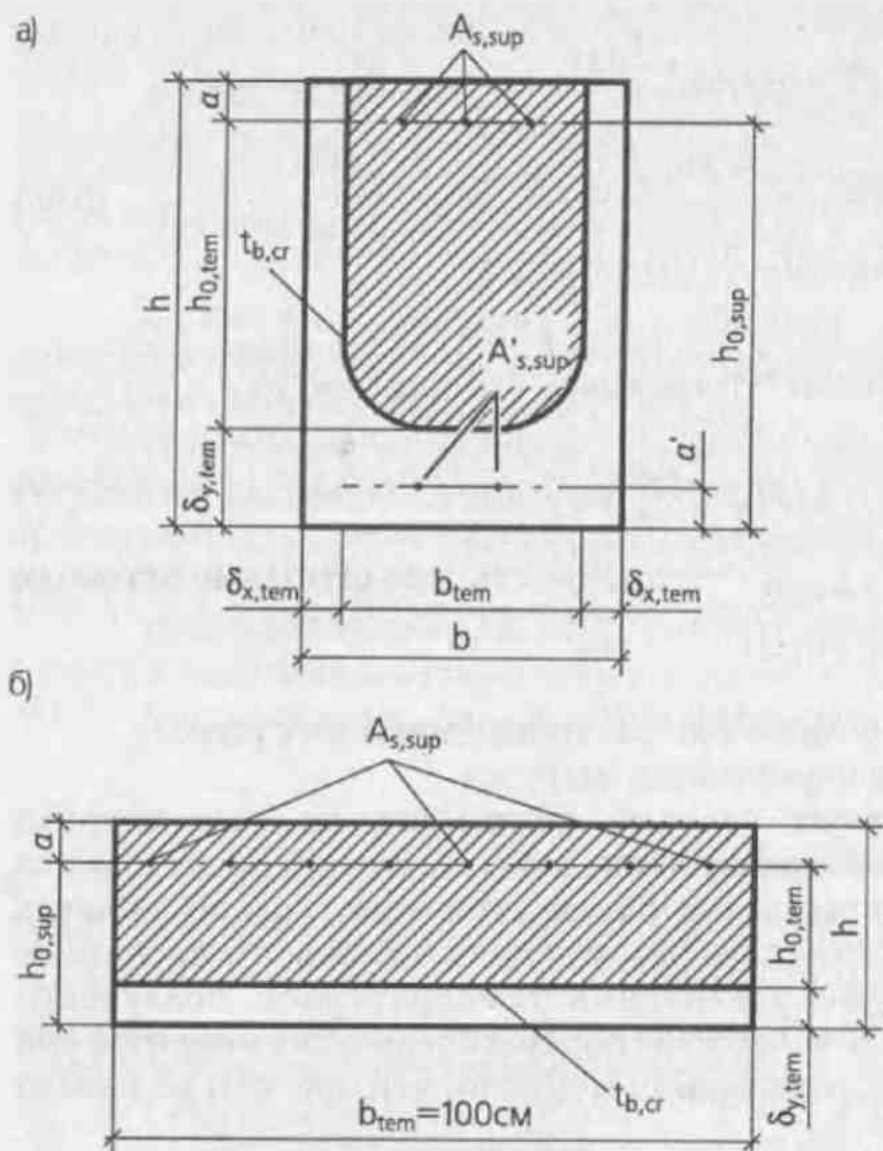


Рис. 5.61. Расчетные размеры опорных сечений статически неопределимых изгибаемых элементов:
а - балки; б - плиты

$$x_{tem} = \frac{A_{s,sup} R_{su} - A'_s R_{scu}}{b_{tem} R_{bu}} \quad (5.72)$$

Расчет предела огнестойкости элементов с заделкой на опорах выполняют по общему методу путем нахождения снижения несущей способности этих элементов при нагреве и при $M_{p,tem} = M_n$ определяют искомый предел огнестойкости.

5.3.6. Сжатые элементы

Расчет пределов огнестойкости сжатых элементов связан с определением предельных усилий, которые могут воспринимать неравномерно прогретое сечение бетона и нагретая арматура.

Для решения этой задачи могут применяться различные методы: метод ядра сечения, ограниченного изотермой с критической (расчетной) температурой;

метод предельных усилий в бетонном сечении с учетом полных деформаций нагретого бетона;
расчет по критическим деформациям.

В общем случае расчет несущей способности сжатых элементов следует производить с учетом полных деформаций нагретого бетона при неравномерном прогреве поперечного сечения, применяя метод конечных элементов.

Применение этого метода связано с использованием сложного математического аппарата, что затрудняет его применение в простых инженерных расчетах, для которых наиболее приемлемым является метод, основанный на определении площади ядра сечения $A_{я}$, ограниченного критической (расчетной) температурой.

Несущая способность колонны со случайным эксцентриситетом e_a приложения нагрузки при обогреве ее в условиях пожара с 4-х сторон определяется (рис. 5.62) по формуле

$$N_{p,tem,\tau} = \varphi_{tem} (A_{я} R_{bu} + R_{su} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}), \quad (5.73)$$

где $A_{я}$ — площадь ядра сечения ($A_{я} = b_{я} h_{я}$), m^2 ;

$A_{s,tot}$ — суммарная площадь арматуры, m^2 ;

φ_{tem} — коэффициент продольного изгиба, учитывающий длительность загрузки и гибкость колонны.

Коэффициент φ_{tem} принимается по приложению 7 в зависимости от $\ell_0 / b_{я}$, где ℓ_0 — расчетная длина колонны, м.

Расчетную длину принимают в соответствии с [45].

Задаваясь интервалами времени $\tau_1, \dots, \tau_i$, определяют несущую способность колонны. При этом для каждого интервала времени находят по формулам (5.22) - (5.24) величины $b_{я}$, $h_{я}$.

Температуру стержней для тех же интервалов времени определяют по формуле (5.20), используя формулы (5.13 - 5.15). По найденным температурам из приложения 6 находят коэффициенты $\gamma_{s,tem,i}$. Допускается определять коэффициент $\gamma_{s,tem}$ при средней температуре по формуле (5.57).

Затем строится график снижения несущей способности колонны в условиях пожара (рис. 2.7) и определяется P_{ϕ} при $N_{p,tem,\tau} = N_n$.

В том случае, когда на колонну действует нагрузка с расчетным (известным) эксцентриситетом, расчет пределов огнестойкости производится как для внецентренно - сжатой конструкции.

Условия работы внецентренно - сжатых элементов сложнее, чем изгибаемых. Объясняется это одновременным действием продольной сжимающей силы и изгибающего момента. При этом могут иметь место как

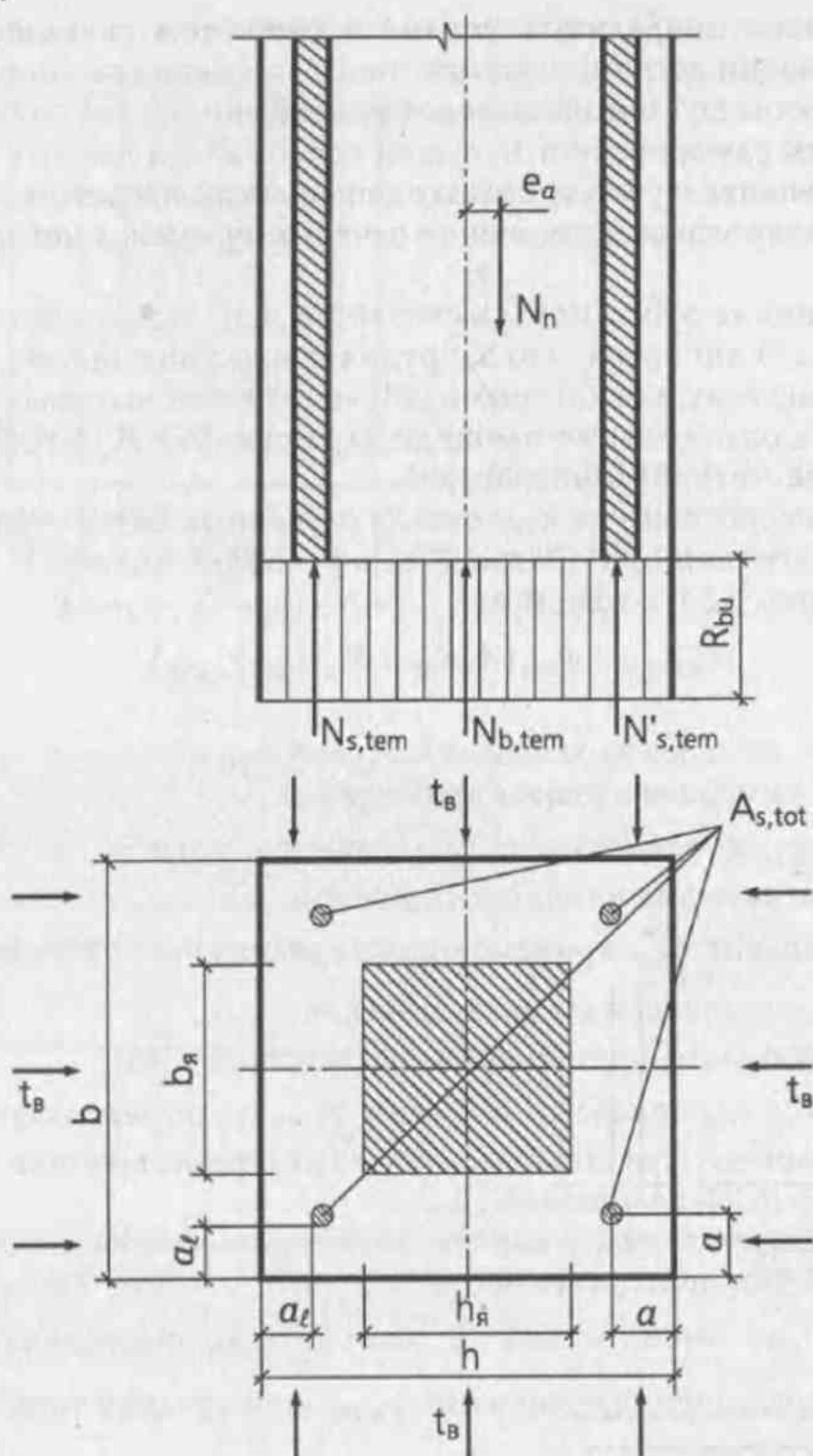


Рис. 5.62. Расчетная схема колонны со случайным эксцентриситетом e_a приложения нагрузки при обогреве с 4-х сторон

первый (случай больших эксцентриситетов - $x_{tem} \leq \xi_{R_{tem}} h_{0,tem}$), так и второй (случай малых эксцентриситетов - $x_{tem} > \xi_{R_{tem}} h_{0,tem}$) случаи внецентренного сжатия.

В условиях пожара эти элементы могут обогреваться как с трех, так и с четырех сторон, как со стороны наиболее напряженного сжатого бетона, так и со стороны наименее напряженного бетона или даже растянутой арматуры (рис. 5.63).

Стержни арматуры в условиях пожара нагреваются не одинаково, поэтому суммарное усилие определяется по формулам:

$$N_{s,tem} = \sum R_{s,tem,i} A_{s,i} ; \quad (5.74)$$

$$N'_{s,tem} = \sum R_{sc,tem,i} A'_{s,i} , \quad (5.75)$$

где $A_{s,i}$; $A'_{s,i}$ — соответственно площадь сечения одного i — го стержня растянутой и сжатой арматуры.

Положение нейтральной оси определяется из уравнения моментов относительно точки приложения силы N_n (рис. 5.63,а)

$$R_{bu} b_{tem} x_{tem} (e - h_{0,tem} + 0,5x_{tem}) + N'_{s,tem} e' - N_{s,tem} e = 0 . \quad (5.76)$$

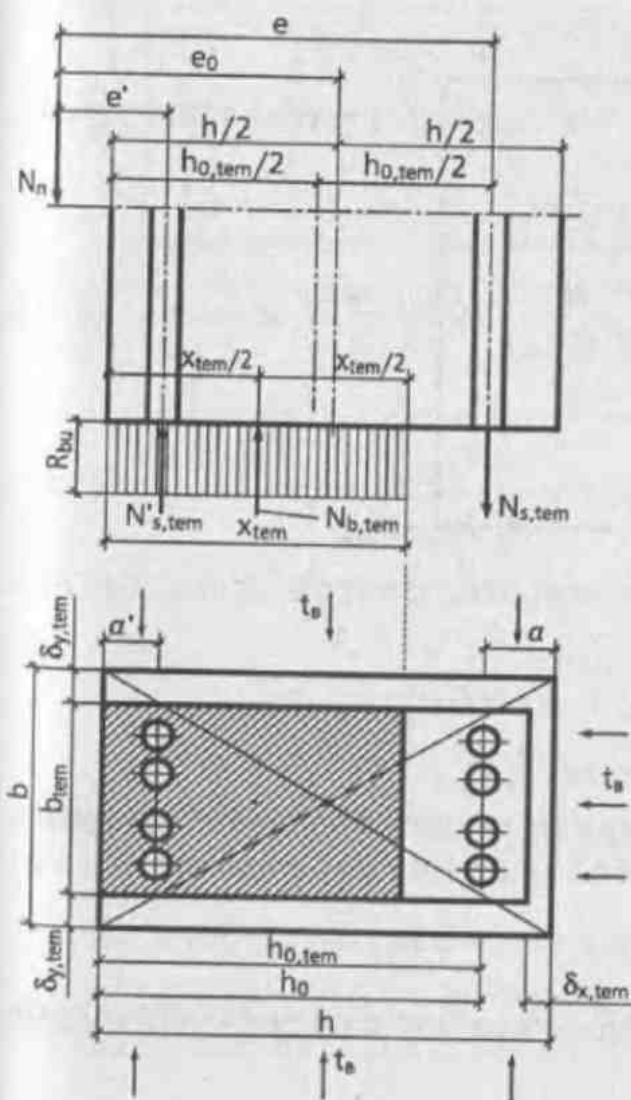


Рис. 5.63.а Расчетные схемы для определения несущей способности внецентренно-сжатых колонн при 3-х стороннем обогреве со стороны растянутой арматуры

Поэтому

$$x_{tem} = h_{0,tem} - e + \sqrt{(h_{0,tem} - e)^2 + \frac{2(N_{s,tem}e - N'_{s,tem}e')}{R_{bu}b_{tem}}} \quad (5.77)$$

При первом случае внецентренного сжатия несущая способность колонны определяется

$$N_{p,tem} = R_{bu}b_{tem}x_{tem} + N'_{s,tem} - N_{s,tem} \quad (5.78)$$

При втором случае внецентренного сжатия

$$N_{p,tem} = R_{bu}b_{tem}x_{tem} + N'_{s,tem} - \sigma_{s,tem}A_s \quad (5.79)$$

$$\text{где } \sigma_{s,tem} = \left(2 \frac{1 - \frac{x_{tem}}{h_{0,tem}}}{1 - \xi_{R,tem}} \right) R_{s,tem} \quad (5.80)$$

Напряжения $\sigma_{s,tem}$, вычисленные по формуле (5.80), могут быть растягивающими (+) или сжимающими (-).

Значение $\frac{x_{tem}}{h_{0,tem}} = \xi_{tem}$ — относительная высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$\xi_{tem} = \left(1 - \frac{e}{h_{0,tem}} - 2 \frac{\mu e}{1 - \xi_{R,tem}} \right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{h_{0,tem}} - 2 \frac{\mu e}{1 - \xi_{R,tem}} \right)^2 + 2 \left(2 \frac{\mu e}{1 - \xi_{R,tem}} - \mu e - \mu' e' \right)} \quad (5.81)$$

$$\text{где: } \mu e = \frac{N_{s,tem}e}{R_{bu}b_{tem}h_{0,tem}^2}; \quad \mu' e' = \frac{N'_{s,tem}e'}{R_{bu}b_{tem}h_{0,tem}^2} \quad (5.82)$$

$\xi_{R,tem}$ — граничное значение высоты сжатой зоны бетона определяется:

для тяжелого бетона $\xi_{R,tem} = 0,85 - 0,0006 R_{bu}$;

для бетона на пористых заполнителях: $\xi_{R,tem} = 0,8 - 0,0006 R_{bu}$.

Приведенные формулы справедливы и при обогреве со стороны сжатого бетона, но при этом изменяется значение рабочей (полезной) высоты сечения (рис. 5.63,б)

$$h_{0,tem} = h - a - \delta_{x,tem}$$

Для колонн, имеющих шарнирное опирание, в расчет необходимо вводить значение прогиба f_{tem} :

для первого случая внецентренного сжатия

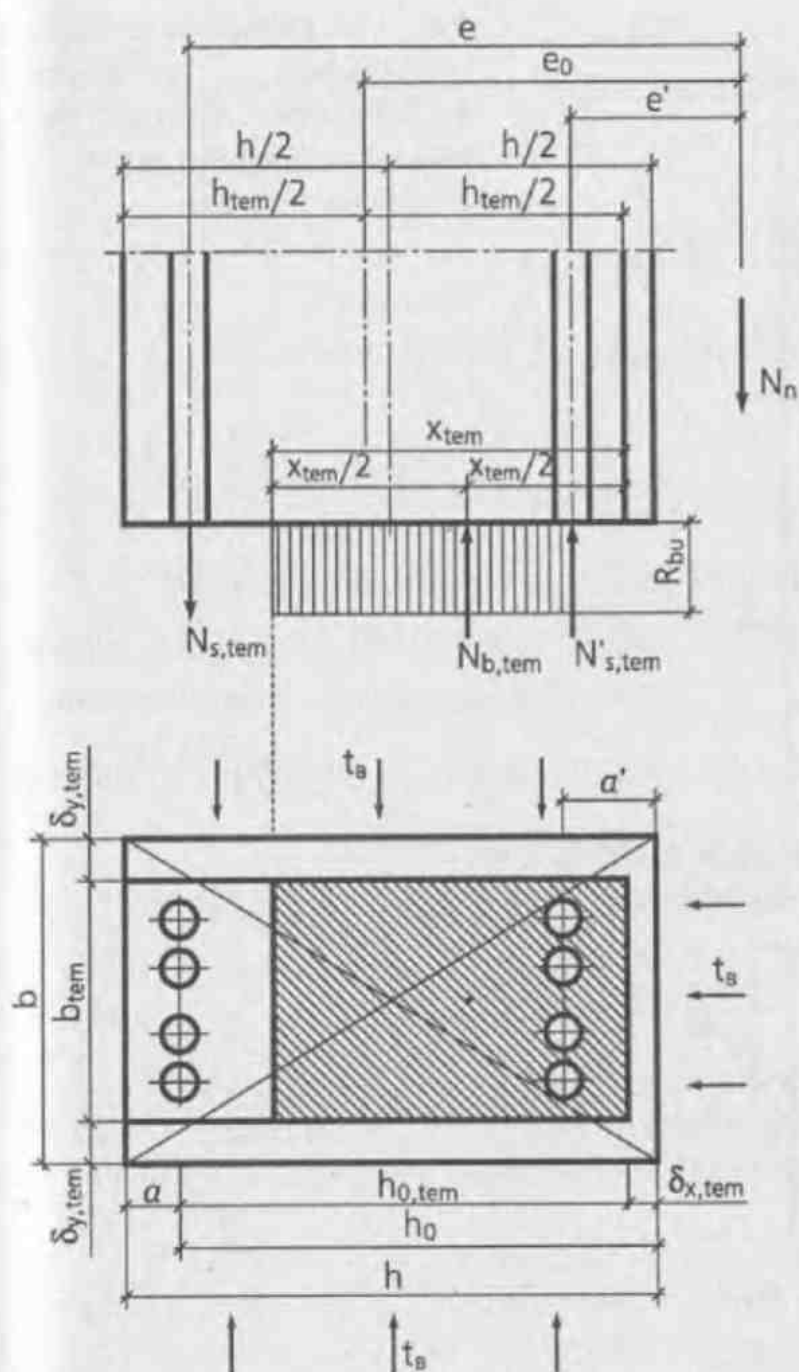


Рис. 5.63.б продолжение. Расчетные схемы для определения несущей способности внецентренно-сжатых колонн при 3-х стороннем обогреве со стороны сжатого бетона

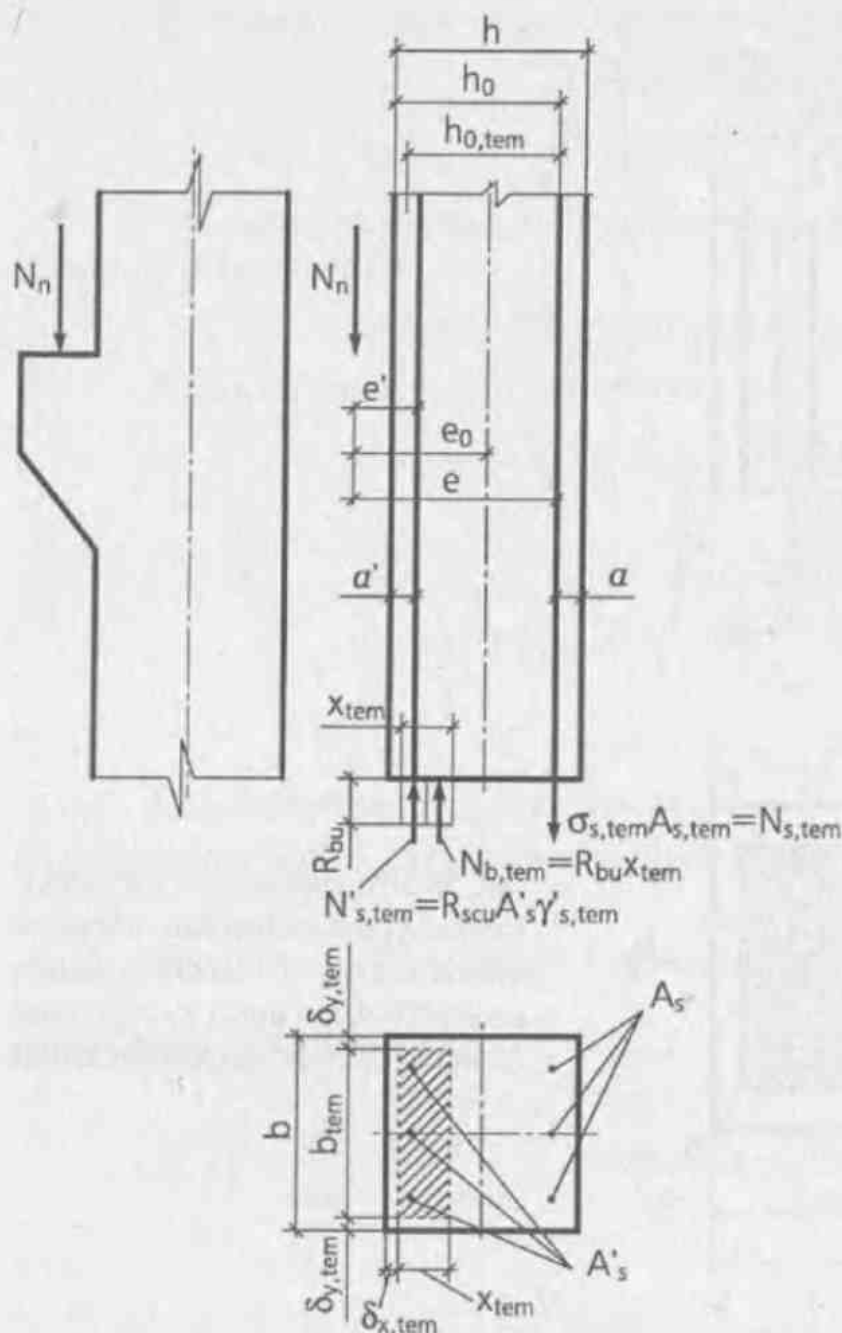
$$f_{tem} = 0,82(\varepsilon_s + \varepsilon_b + \varepsilon_{tem}) \frac{\ell_0^2}{8h_{0,tem}}; \quad (5.83)$$

для второго случая внецентренного сжатия:

$$f_{tem} = 0,82(\varepsilon_b + \varepsilon_{tem}) \frac{\ell_0^2}{8h_{0,tem}}. \quad (5.84)$$

Рассмотрим расчет внецентренно - сжатой колонны (рис. 5.64) с учетом прогиба f_{tem} , образующегося за счет разности деформаций менее сжатой (растянутой) и более сжатой граней.

Рис. 5.64. Расчетная схема для определения несущей способности внецентренно-сжатой колонны при 4-х стороннем обогреве



Высота сжатой зоны x_{tem} находится из уравнения моментов относительно растянутой арматуры

$$N_n(e + f_{tem}) = b_{tem} x_{tem} R_{bu} (h_{0,tem} - 0,5x_{tem}) + A'_s R_{scu} \gamma'_{s,tem} (h_{0,tem} - a'), \quad (5.85)$$

где f_{tem} — величина, учитывающая дополнительный прогиб конструкции в условиях пожара от действия продольной силы, м.

Значение f_{tem} определяется [52]

$$f_{tem} = 0,82 \frac{\varepsilon_{bu} \ell_0^2}{8 \xi_{tem} h_{0,tem}}, \quad (5.86)$$

где ε_{bu} — предельная сжимаемость бетона, равная 0,0025.

Подставив в формулу (5.86) значение ε_{bu} и $\xi_{tem} = \frac{x_{tem}}{h_{0,tem}}$, получим

$$f_{tem} = 2,5 \cdot 10^{-4} \frac{l_0^2}{x_{tem}} \quad (5.87)$$

С учетом формулы (5.87) уравнение (5.85) принимает вид

$$\frac{2[R_{scu} A'_s \gamma'_{s,tem} (h_{0,tem} - a') - N_n e]}{R_{bu} b_{tem}} x_{tem} + 2h_{0,tem} x_{tem}^2 - x_{tem}^3 = 2,5 \cdot 10^{-4} N_n l_0^2 \quad (5.88)$$

Значение величины x_{tem} определяют методом последовательных приближений из уравнения (5.88), задаваясь пределом огнестойкости конструкции и находя значения b_{tem} , $h_{0,tem}$ и $\gamma'_{s,tem}$. После нахождения истинного значения x_{tem} из уравнения равновесия $\sum Y = 0$

$$N_n + \sigma_{s,tem} A_s = A'_s R_{scu} \gamma'_{s,tem} + R_{bu} b_{tem} x_{tem} \quad (5.89)$$

определяют напряжение в растянутой арматуре

$$\sigma_{s,tem} = \frac{A'_s R_{scu} \gamma'_{s,tem} + R_{bu} b_{tem} x_{tem}}{A_s} \quad (5.90)$$

Приведенный методологический подход приемлем для колонны, изображенной на рис. 5.64. При других конструктивных решениях, схемах загрузки и обогрева изменится вид расчетных уравнений и количество членов в них.

В работе А.И.Яковлева «Расчет огнестойкости строительных конструкций» [21] рассмотрена методика определения пределов огнестойкости сжатых железобетонных элементов по критическим деформациям. Эта методика позволяет учесть в полной мере упругие свойства нагретого бетона, дает возможность производить оценку пределов огнестойкости сжатых конструкций, особенно по признаку потери их устойчивости от продольного изгиба. Для практического применения этой методики приведены расчетные данные для стен и колонн из тяжелого бетона. Кроме того, с помощью таблиц 1.11-1.14 [21] можно определить соответствие заданной конструкции требованиям СНиП [13].

Раздел 6. ОГНЕСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ СОВМЕСНОЙ РАБОТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.1. Актуальность исследования огнестойкости зданий и сооружений с учетом совместной работы строительных конструкций

Большинство современных норм, в том числе и [3, 13, 55], исходят из того, что огнестойкость отдельной строительной конструкции может быть определена без учета взаимосвязи с другими конструкциями здания или сооружения. Испытания на огнестойкость проводятся по стандартной методике, гарантирующей наименьший предел огнестойкости железобетонной конструкции. Такие испытания трудоемки, дорогостоящи и требуют специальных установок. Кроме того, определение предела огнестойкости всех разрабатываемых железобетонных конструкций стандартными испытаниями практически невозможно. На основе анализа испытаний на огнестойкость разработаны методы расчета пределов огнестойкости различных типов железобетонных конструкций, которые состоят из теплотехнического и статического расчета. Предел огнестойкости отдельной железобетонной конструкции можно также определить приближенно по таблицам и рекомендациям, которые получены на основе анализа большого количества испытаний железобетонных элементов по стандартной методике.

Такой подход связан с оценкой огнестойкости здания в целом и отсутствием соответствующей экспериментальной базы. Подход к оценке огнестойкости зданий и сооружений без учета взаимосвязи строительных конструкций был оправдан тогда, когда сооружение монолитных взаимосвязанных несущих каркасов было редкостью. Применение таких каркасов для современных многоэтажных (высотных) гражданских и промышленных зданий больших площадей требует разработки соответствующих научно обоснованных методов определения требований к их огнестойкости. Одновременно с этим необходимо усомниться в отношении методов испытания на огнестойкость несущих перегородок для современных зданий без нагрузки, т.е. по теплоизолирующей способности. В действительности же в ряде случаев перегородки еще до пожара воспринимают нагрузки в результате прогибов железобетонных конструкций (перекрытий). В условиях пожара такие явления, естественно, будут еще более ощутимы, что может привести к быстрому разрушению перегородок, рассматриваемых нормами как преграды распространению огня.

Определение предела огнестойкости отдельной железобетонной конструкции характеризует ее работу без учета совместной работы в здании или сооружении с другими конструкциями. Совместная работа покрытий и перекрытий со стенами, статическая схема здания, монолитность конструкции, стыки и армирование элементов с учетом заделки на опорах влияют на предел огнестойкости отдельных железобетонных конструкций.

Исследования огнестойкости зданий и сооружений как единого целого начались сравнительно недавно. Еще сложнее представляется задача в отношении железобетонного каркаса, реакции и деформации которого лежат в разных плоскостях и должны рассматриваться в их пространственном распределении.

На рис 6.1 показана принципиальная схема возможных деформаций (в одной проекции) взаимосвязанных конструкций каркаса здания.

В работе [56] предлагается возможное поэтапное приближение к решению задачи, ссылаясь на результаты огневых испытаний и практический опыт. Данные таких исследований показывают, что огнестойкость работающих на изгиб строительных конструкций, входящих в общую систему здания, с жестким закреплением их опор во многих случаях повышается, в то время как конструкции, работающие в основном на сжатие, испытывают противоположное воздействие. Вместе с тем, случаи крупных пожаров последних лет показывают, что большие удлинения конструкций перекрытий, возникающие в больших секциях здания, могут привести к неожиданному выходу из строя несущих опор, что влечет за собой обрушение целых секций зданий. Поэтому современное строительство несомненно требует особого внимания к огнестойкости здания или сооружения в целом.

Наглядным подтверждением сказанному может служить пожар в главном корпусе завода пластмасс [57].

Помещения склада размером в плане 120×54 м располагались в осях Н-С и 25-45 главного корпуса. Отсеки склада отделены от смежных помещений противопожарными стенами по оси Н и по осям 25, 35 и 45 (рис. 6.2).

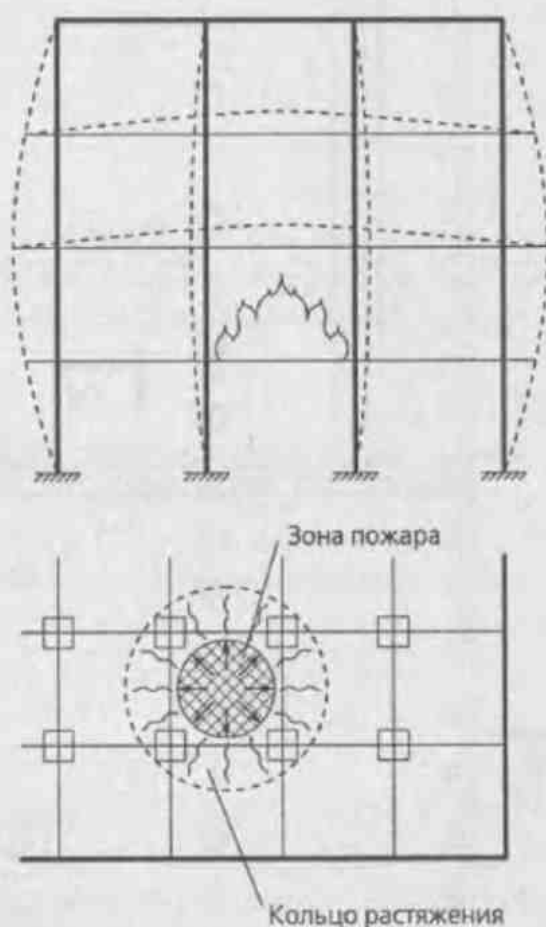


Рис. 6.1. Принципиальная схема деформаций конструкций каркаса многоэтажного здания в условиях пожара

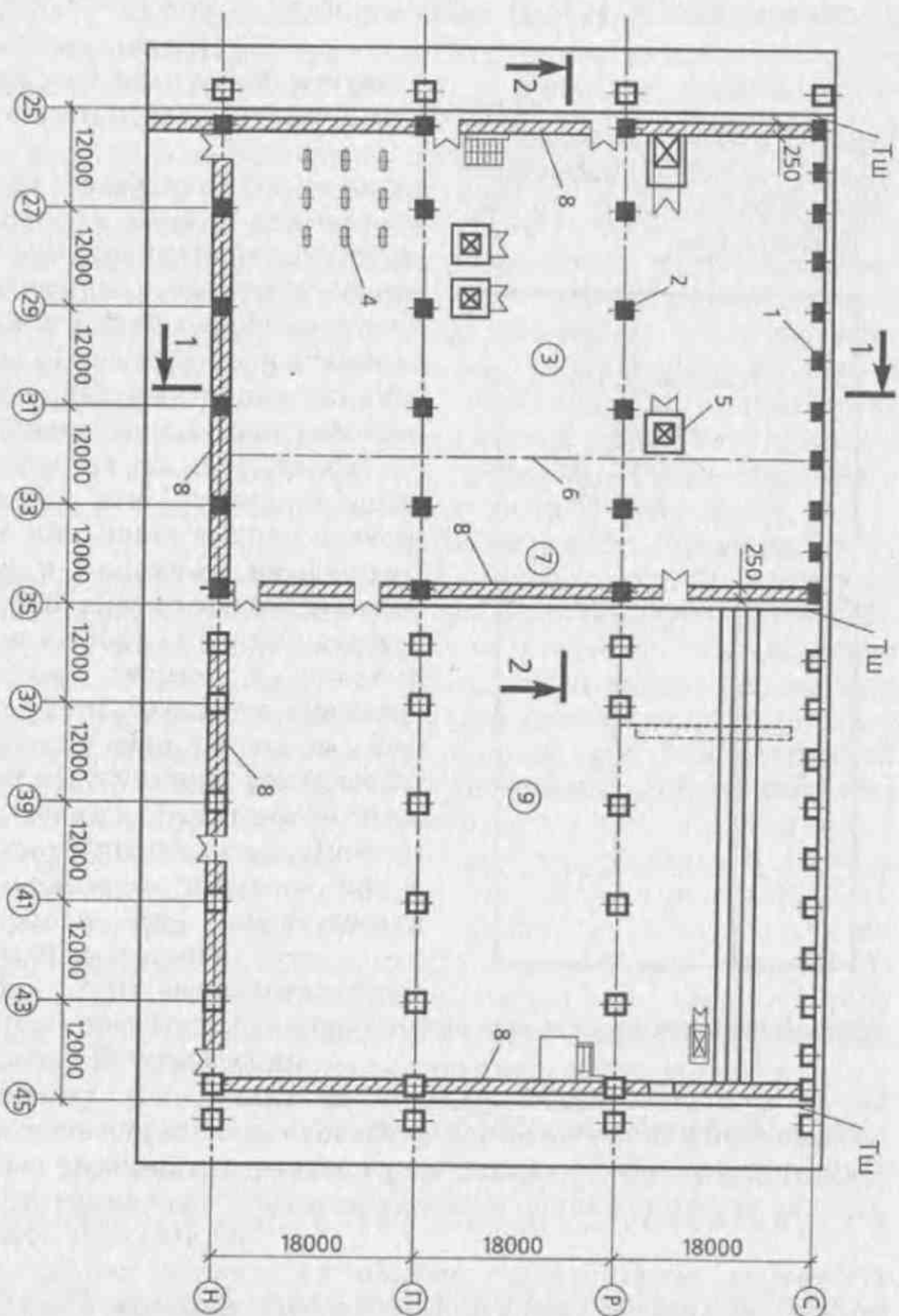


Рис. 6.2. Главный корпус завода пластмасс (план на отметке +4,8 м): 1 - колонны К-1 двухветвевые крайние железобетонные (шаг 6 м); 2 - колонны К-2 средние железобетонные (шаг 12 м) несущего каркаса; 3 - склад готовой продукции; 4 - стойки циклонов металлургические; 5 - шахтные подуремники; 6 - металлическая сетчатая перегородка; 7 - склад сырья; 8 - противопожарная стена; 9 - цех производства прессованных литевых изделий; Т.ш. - температурный шов

Главный корпус завода представляет собой бесфонарное здание, выполненное из сборного железобетона (рис. 6.3).

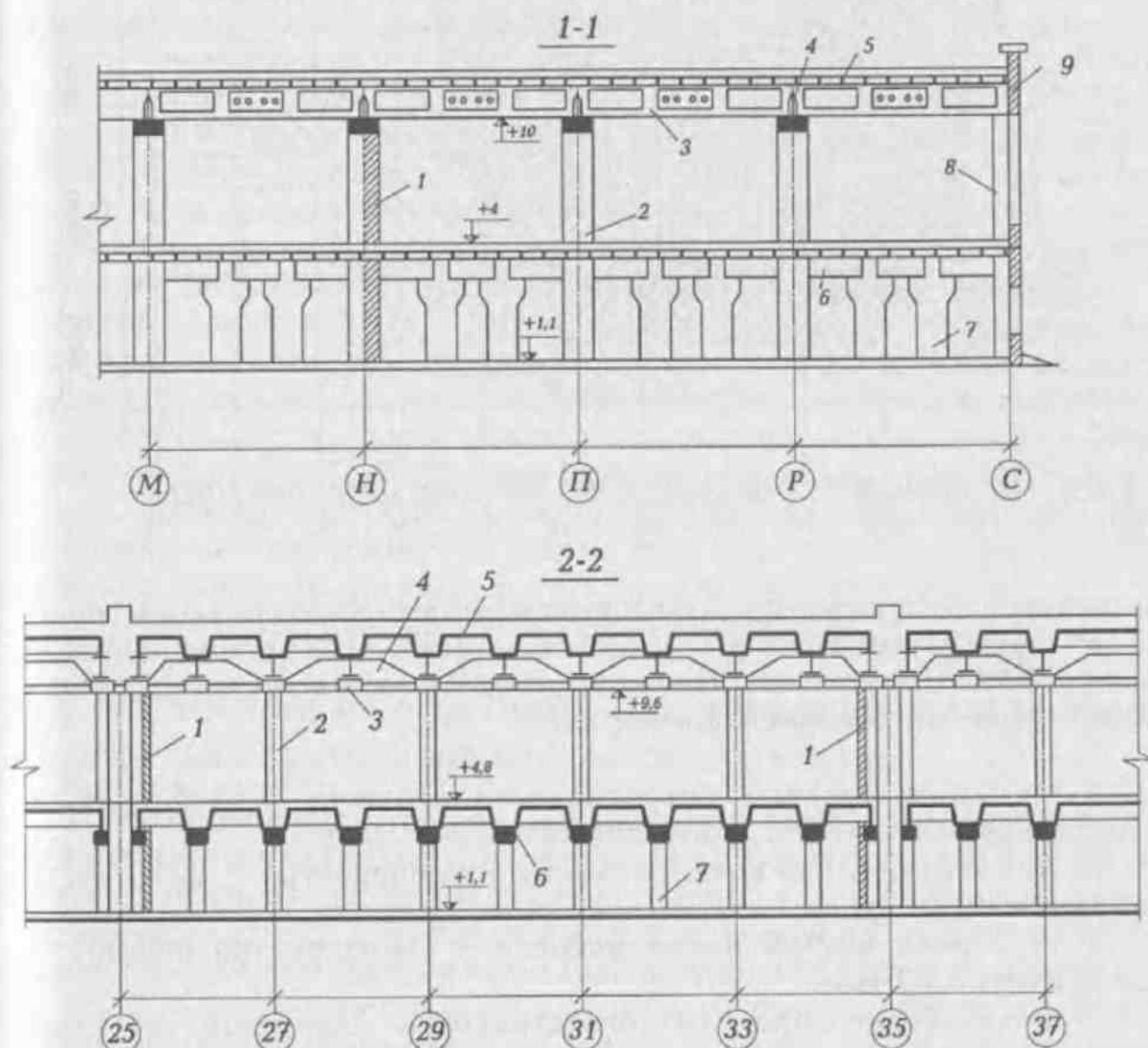


Рис. 6.3. Фрагмент главного корпуса завода пластмасс. Разрезы 1-1 (в осях М-С) и 2-2 (в рядах 25-37): 1 - противопожарные стены из силикатного кирпича; 2 - колонны средние типа К-2 двухветвевые железобетонные несущего каркаса; 3 - стропильные балки железобетонные типа БПС-18; 4 - подстропильные балки железобетонные типа БВС-5П-2; 5 - плиты перекрытия типа ПНС и АКЖ; 6 - ригели этажерки; 7 - колонны первого этажа (шаг 6 м); 8 - колонны крайние типа К-1 (шаг 6 м); 9 - навесные керамзитобетонные панели

Отсек склада, где произошел пожар, расположен в осях Н-С и осях 25-35 (размером в плане 60 × 54 м).

Зоны интенсивности огневого воздействия у низа конструкций покрытия показаны на рис. 6.4:

I - зона горения сырья — температура 1200-2000°C, длительность 4-6 час;

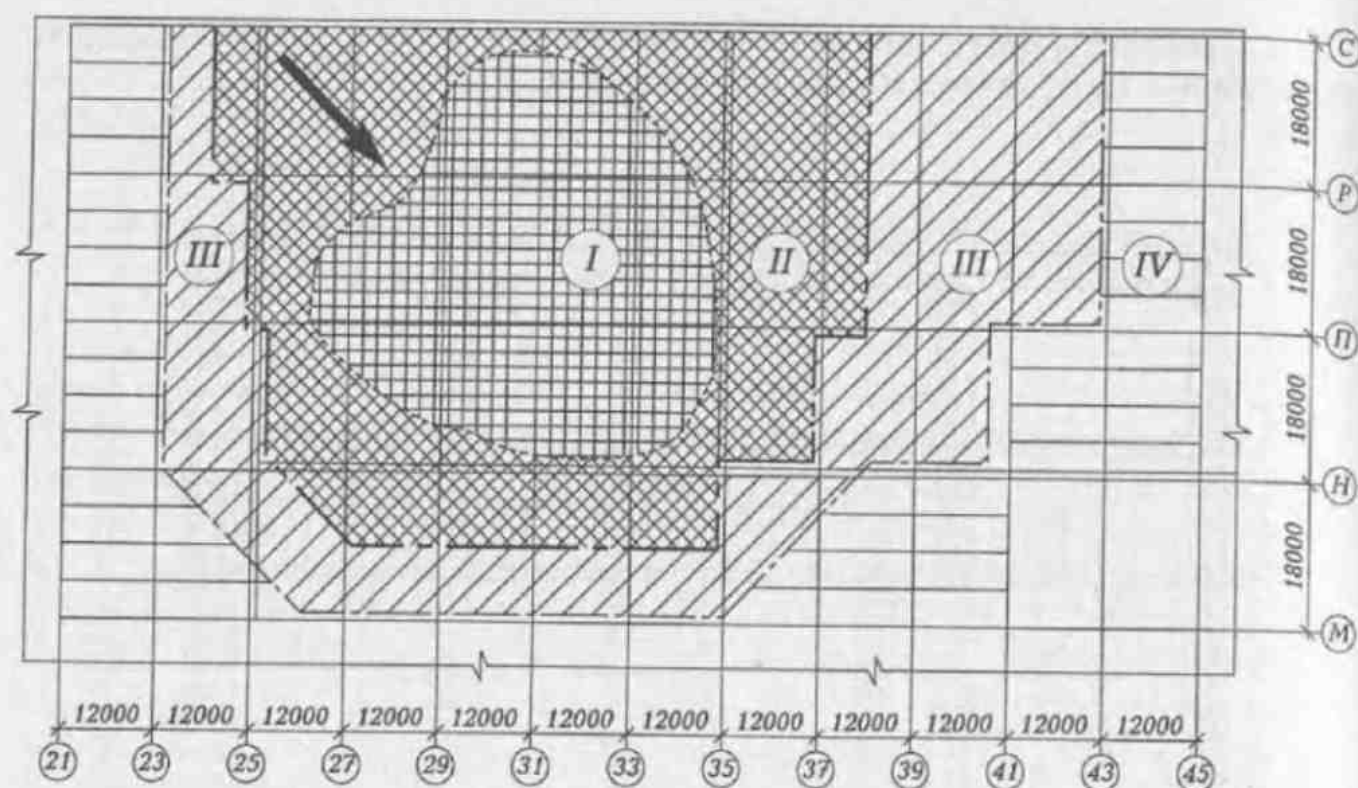


Рис. 6.4. Расположение зон интенсивности огневого воздействия при пожаре в складе сырья и готовой продукции главного корпуса завода: I - зона горения сырья и готовых изделий из пластмасс; II, III, IV - соответственно зоны высокой, средней и слабой интенсивности огневого воздействия (стрелкой обозначено направление ветра)

II - зона высокой интенсивности огневого воздействия - температура 1000°C - 1200°C , длительность - 2,5-3,5 часа;

III - зона средней интенсивности - температура - 800 - 1000°C , длительность 1,5-2 часа;

IV - зона слабой интенсивности - температура 600 - 800°C , длительность 1,5-2 часа.

Фактические пределы огнестойкости основных несущих конструкций составляли 3 часа. Влияние линейных температурных деформаций и прогибов элементов оказало существенное влияние на совместную работу конструкций, связанных между собой. В результате обрушения двух несущих колонн основного каркаса (П-33 и Р-41) произошло разрушение элементов покрытия склада сырья завода пластмасс.

Таблица 6.1.

Сравнительные данные по обрушению конструкций

Железобетонные элементы основного каркаса	Общее число конструкций	Обрушилось при пожаре	
		штук	%
Двухветвевые колонны К-1, К-2	28	2	7,2
Подстропильные балки ББС-5П	15	4	26,6
Стропильные балки БПС-18-3	30	16	53,5
Крупнопанельные плиты покрытия ПНС и ПКЖ (1,5х6 м)	360	290	80,8

При этом возникает еще одна проблема — проблема эвакуации, например, для высотных жилых и административных зданий. Она заключается в том, что нельзя воспользоваться допущением о выходе из строя отдельных несущих конструкций по истечении их предела огнестойкости. Для высотных зданий, очевидно, необходимо исходить из более глубокой предпосылки, т.е. нужно рассматривать недопустимость обрушения всего сооружения в целом. Это означает, что даже при самой неблагоприятной величине пожарной нагрузки на любом этаже огнестойкость несущих конструкций должна быть настолько высокой, чтобы полностью исключалась возможность катастрофы. При этом особо следовало бы учитывать взаимовлияние горизонтальных и вертикальных несущих конструкций. Таким образом, пределы огнестойкости строительных конструкций зданий и сооружений могут значительно отличаться при их совместной работе (с учетом взаимного влияния конструкций друг на друга) от пределов огнестойкости, полученных при испытаниях на огнестойкость в лабораторных условиях [55]. Результаты обследования конструкций зданий, поврежденных пожаром, показывают, что влияние совместной работы конструкций может как положительно, так и отрицательно сказываться на работе здания в условиях пожара.

Поэтому актуальность этой проблемы очевидна.

6.2. Испытания на огнестойкость натуральных фрагментов зданий (методика и некоторые результаты)

Невозможность оценки огнестойкости зданий и сооружений, а также конструкций больших размеров в лабораторных условиях, а также необходимость проверки работы конструкций зданий и сооружений в сочетании с другими элементами явились причиной проведения в нашей стране и за рубежом огневых испытаний натуральных фрагментов зданий.

Целью таких испытаний, как правило, было определение общей устойчивости зданий в процессе пожара и после него, а также определение остаточной несущей способности после пожара.

При проведении экспериментальных пожаров исходили из условия обеспечения максимальной натурности опыта. Опытный объект обычно представлял собой двухэтажный фрагмент здания, включающий 4 помещения, а также лестничную клетку (для обеспечения пространственной жесткости фрагмента и удобства работы). При испытании домов из объемных элементов использовали фрагменты меньших размеров (рис.6.5).

Конструкции фрагментов загружались статической нагрузкой: междуэтажные перекрытия — равномерно распределенной интенсивностью $1,5 \text{ кПа}$ (150 кгс/м^2); несущие стены — с учетом веса недостающих верхних этажей. В помещении квартир фрагментов размещали сгораемый материал (деревянная мебель, бумага, ткани и древесина). Пожарная нагрузка составляла 50 кг/м^2 .

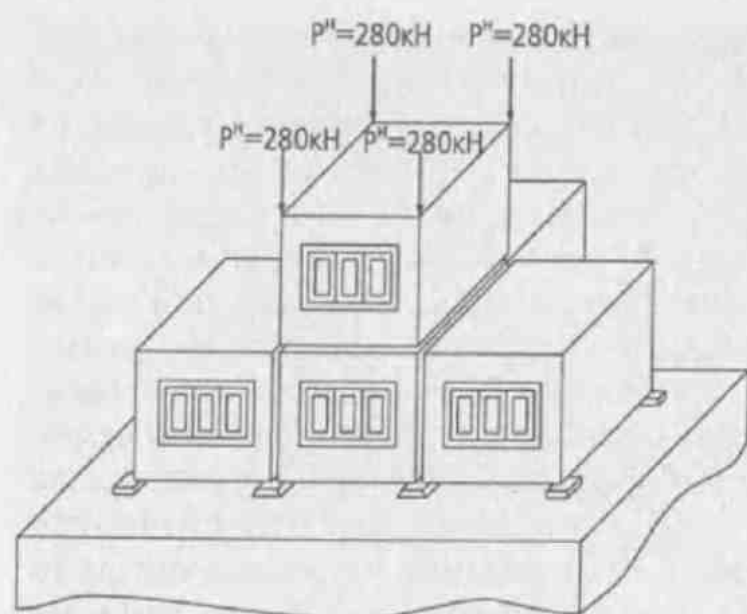


Рис. 6.5. Фрагмент здания серии 30ПБ-9-108

Пожар воспроизводили в одном из средних помещений первого этажа. Для исключения начальной стадии пожара, хотя и ее надо учитывать при оценке огнестойкости конструкций [56], часть экспериментов проводили при открытых оконных проемах. В процессе испытаний визуально наблюдали за состоянием конструкций опытного объекта, проводилась кино и фото съемка, измеряли температуру в объеме помещений и толще несущих элементов. Определя-

лась также остаточная несущая способность всего фрагмента здания или отдельных конструктивных элементов после их остывания.

Некоторые результаты натурных испытаний фрагментов зданий приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2.

Экспериментальные пожары в натурных фрагментах зданий

Место и год проведения испытаний	Тип дома	Конструктивная схема дома	Характер разрушения	
			элементов конструкции	фрагмента дома
Москва, 1959	Серии П-32 из вибропркатных панелей, 5 этажей	С поперечными несущими стенами	местные	нет
Москва, 1960	Серии К-7-2-4 из кассетных панелей, 5 этажей	С балками — стенками	то же	общие
Ленинград, 1962	Серии Э-1-58 (Э-32-60) из кассетных и ребристых панелей, 5 этажей	С продольными несущими стенами	то же	местные
Краснодар, 1962	Из монолитных керамзитобетонных объемных элементов, 5 этажей	С поперечными несущими стенами	нет	нет
Минск, 1963	Серии 1-ОПБ-5-60 из монолитных бетонных блок-коробок, 5 этажей	Из монолитных объемных блоков	местные	местные
Киев, 1965	Из монолитных керамзитобетонных блок-комнат, 5 этажей	Из монолитных объемных блоков типа колпак	местные и общие	общие
Киев, 1967	Серии БК-3 из монолитных железобетонных блоков-комнат, 5 этажей	Из монолитных объемных блоков типа колпак	местные	нет
Минск, 1970	Серии 30ПБ-108 из монолитных аглопоритобетонных блоков, 9 этажей	Из монолитных объемных блоков типа колпак	местные	нет

Анализируя данные, приведенные в табл. 6.2, можно сделать вывод, что пожарная нагрузка 50 кг/м^2 , характерная для современной квартиры, при пожаре на развитых стадиях пожара или стадиях затухания может вызвать местное, а иногда и общее разрушение конструкций здания. Местные разрушения в большинстве случаев вызывались повышенной влажностью бетона. Нарушение общей устойчивости здания происходило вследствие потери несущей способности внутренних стен, а также обрушения наружных стен и перекрытий, являющихся горизонтальными связями.

На огнестойкость несущих стен влияли их толщина, состав и влажность бетона, величина нагрузки, степень сохранности горизонтальных связей. Охлаждение водой из пожарных стволов раскаленных железобетонных тонкостенных панелей не вызывало их обрушения.

Проведенные эксперименты позволили выявить недостаточно огнестойкие конструктивные схемы и разработать практические рекомендации по улучшению проектных решений. Кроме того, выявлена положительная особенность крупнопанельных зданий — общая повышенная прочность и устойчивость в результате не учитываемой расчетом пространственной работы крупноразмерных элементов, связанных в общую систему с часто расположенными узлами пересечений.

Свойства этой системы — локальная реакция на воздействие местных перегрузок или увеличение деформаций. Например, крупнопанельные дома не разрушались, несмотря на иногда значительные нарушения правил монтажа. Не вызывали крупных аварий здания и разрушения взрывом бытового газа панелей перекрытий или стен в пределах одной квартиры. Причина такой особенности этих зданий заключается в достаточной прочности узловых или стыковых соединений и перераспределении усилий от эксплуатационной нагрузки на соседние неповрежденные элементы. Как подтвердили огневые испытания натуральных фрагментов зданий, несущие крупнопанельные элементы разрушаются в пролете, а не по узловым и стыковым сопряжениям.

Об испытаниях натуральных фрагментов зданий наглядное представление дает краткое описание огневых испытаний фрагментов здания из объемных блоков.

В 1967 году в городе Киеве были проведены огневые испытания (3 опыта) на фрагментах зданий из объемных блоков.

Железобетонные блок-комнаты типа «колпак» имели 4 стенки толщиной 4 см и плиту потолка толщиной 3 см. Вертикальные и горизонтальные углы усилены вутами $8 \times 8 \text{ см}$.

Конструкция блок-комнаты разработана для условий поярусного опирания в четырех углах, причем плита потолка рассчитана только на сосредоточенный груз в 2000 Н.

Фрагмент здания при первом и третьем экспериментах состоял из 5 объемных блоков, причем 4 блока составляли первый этаж и один блок — второй этаж (рис.6.5.).

Фрагмент здания при втором эксперименте состоял из 7 блоков, причем 4 блока составляли первый этаж, а три блока — второй.

Измерение температур в объемах испытываемых блоков осуществлялось хромель-алюмелевыми термопарами, спай которых размещались в 0,5 м от потолка.

Температура на рабочей арматуре вертикальных угловых каркасов измерялась хромель-алюмелевыми термопарами, прикрепленными попарно к 3 стержням на высоте 1,35 м от пола.

Измерение температуры на поверхности стен смежных комнат 1-го этажа и на поверхности перекрытий со стороны второго этажа производилось при помощи хромель-копелевых термопар, размещаемых в трех точках по диагонали поверхности.

В ходе экспериментов производились измерения следующих деформаций:

- прогиб середины плиты потолка;
- горизонтальные деформации середин продольных стенок из их плоскости в трех точках по высоте;
- вертикальные деформации наружных углов испытываемого объемного элемента;
- прогиб середины панели пола в блоке второго этажа.

Для установления характера поведения конструктивных элементов объемного блока при охлаждении их водой в условиях пожара во втором опыте при максимальном прогреве конструкций была подана вода от автоцистерны по рукавной линии длиной 40 м и напоре на насосе 35 м водяного столба. Продолжительность подачи воды составляла 3 минуты.

При проведении экспериментов была зарегистрирована серия хлопков с отколами бетона и образованием сквозных отверстий. Площадь отколов колебалась от 0,5–0,6 м² до 4 м² (первый эксперимент), но блоки несущей способности не утратили. Характер изменения температур и деформаций представлены на рис. 6.6.-6.9.

После остывания в течение нескольких суток под нагрузкой испытываемые объемные блоки разгружались, а затем на гидравлическом прессе нагрузку доводили до разрушения блоков. Характерным признаком разрушения явилось образование наклонной трещины у опоры. Аналогично этому происходило и разрушение объемных блоков при их статических испытаниях. В результате проведенных экспериментов установлено, что остаточная несущая способность блок-комнат после пожара превышает расчетную нагрузку в 1,5-2 раза, а ограждающие конструкции имели некоторые повреждения, не оказывающие существенного влияния на работу блок-комнат; деформации ненесущих элементов достаточно велики, а несущих угловых вутов не превышает 2 мм; фрагменты зданий во время пожара и после него устойчивости не потеряли.

Рис. 6.6. Характер изменения температур при первом эксперименте: 1 - в объеме блока; 2, 3, 4 - на стержнях углового каркаса; 5 - на перекрытии 2-го этажа; 6 - на стене смежного блока

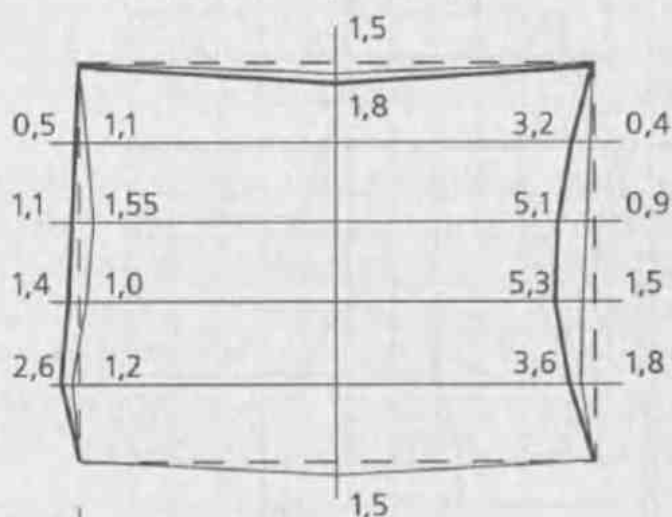
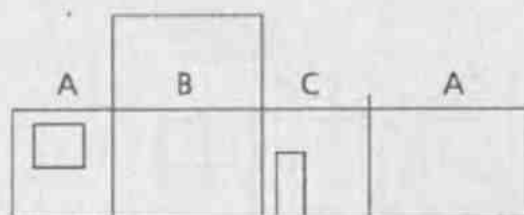
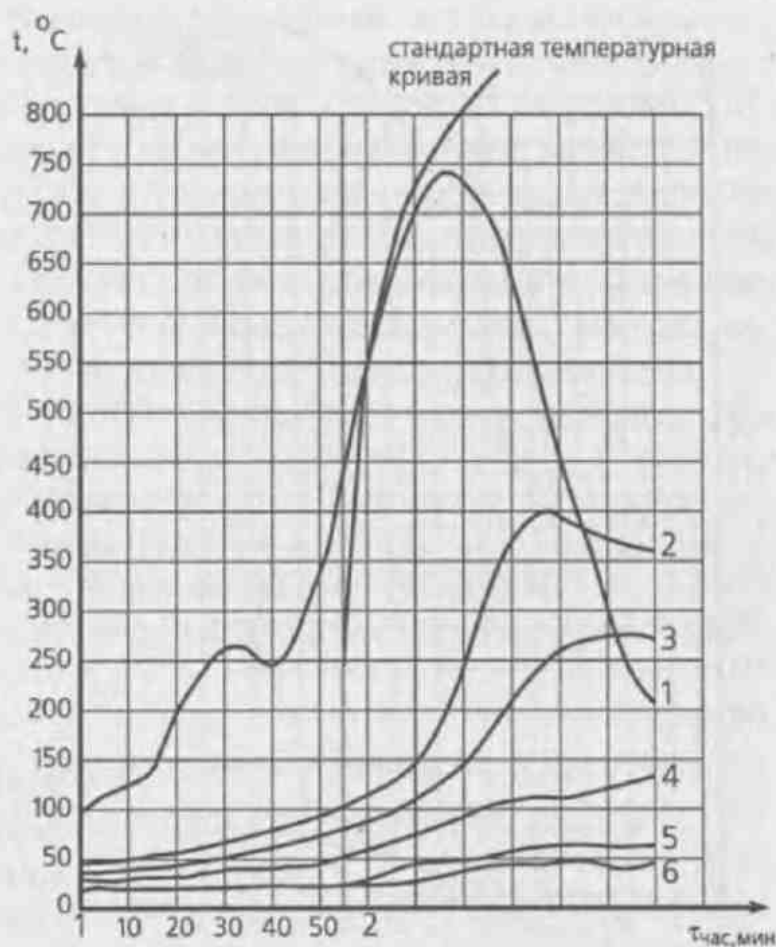
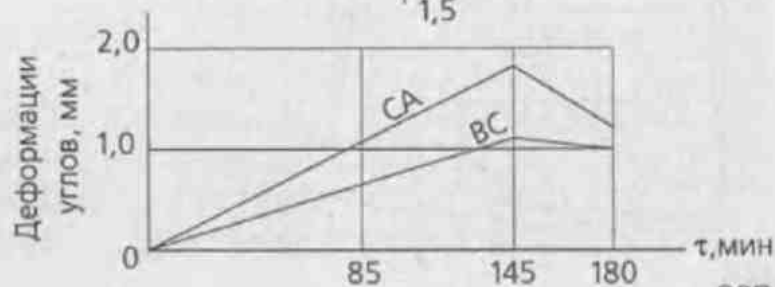


Рис. 6.7. Деформации блок-комнаты и углов ВС и СА при первом эксперименте:

- проектный контур;
- до испытаний;
- после испытаний



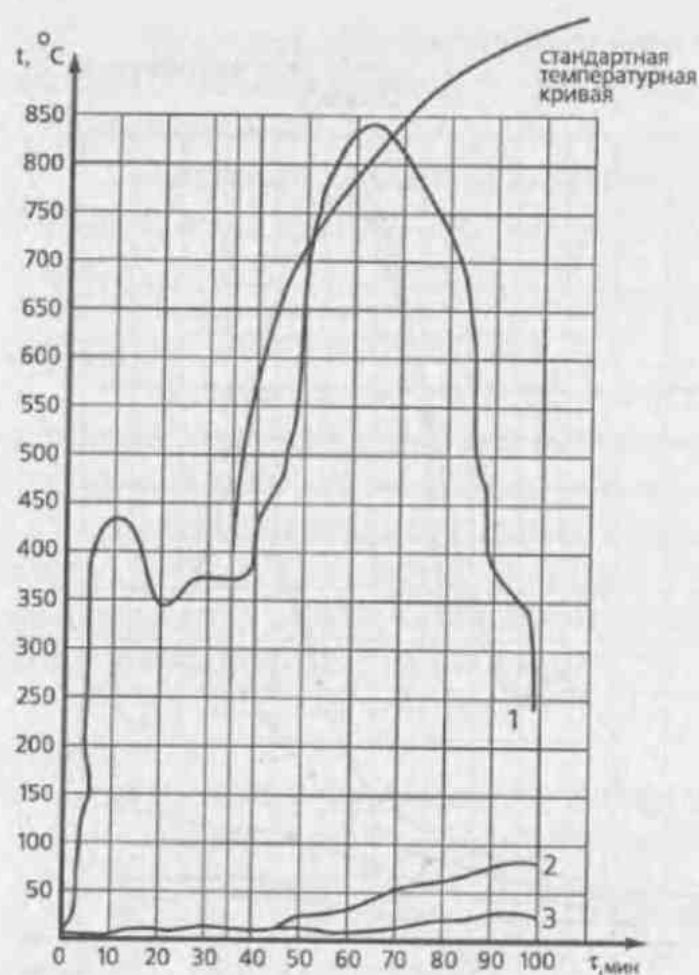


Рис. 6.8. График изменения температур при втором эксперименте: 1 - в объеме блок-комнаты; 2 - на перекрытии 2-го этажа; 3 - на стене смежной комнаты

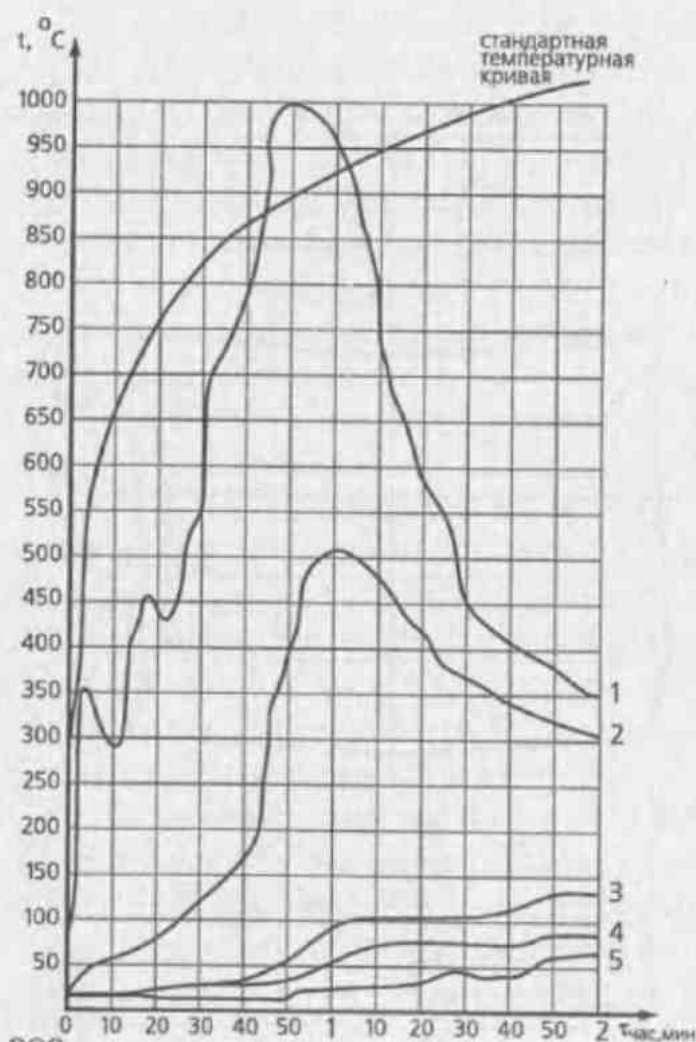


Рис. 6.9. Характер изменения температур при третьем эксперименте: 1 - в объеме блока; 2, 3 - на арматуре; 4 - на перекрытии 2-го этажа; 5 - на стене смежного блока

Преимуществом этих экспериментов является их натурность и возможность проверить сохранность конструкций во время и после пожара. Но эти эксперименты имеют недостатки. Действительно, наблюдение за состоянием здания затруднено, конструкции не всегда достигают предельного состояния. В тех случаях, когда происходит их разрушение, трудно установить фактическую причину разрушения из-за многочисленности действующих факторов. Кроме того, трудно вести замеры деформаций и температур, эксперимент является единственным, т.е. нет нужной повторяемости опытов, сложно выявить закономерности в изменении состояния конструкций. Следует также указать, что организация таких экспериментов сложна и дорогостоящая. Методика проведения таких опытов самая разнообразная. Основным же недостаток этих испытаний заключается в том, что в результате их проведения не определяются пределы огнестойкости основных конструктивных элементов зданий и, следовательно, невозможно определить фактическую степень огнестойкости здания.

6.3. Основные направления в оценке огнестойкости зданий с учетом совместной работы строительных конструкций

Изучение этой проблемы было начало в 50-х годах в нашей стране и США. Начиная с 1954 года, во ВНИИПО МВД РФ были проведены несколько серий испытаний с ограничением температурных деформаций изгибаемых элементов, моделирующих условия совместной работы конструкций при пожаре. Первоначально были испытаны железобетонные балки сечением 180×360 и 220×240 , длиной 6 м. При этом применялось два вида упругой заделки на опорах – с защемлением и распором. Балки были армированы в предположении упругой стадии работы, когда под действием равномерно распределенной нагрузки опорные моменты превышали пролетные в два раза.

В последующем были проведены опыты с балочными плитами пролетом 2,74 м, шириной 1 м, которые испытывались при двух схемах опирания: с упругой заделкой (распор и защемление) и с упругим защемлением. Первый тип опирания соответствовал реальным условиям работы балочных плит в монолитном ребристом перекрытии. Второй тип опирания имел важное теоретическое значение, т.к. позволял определить теоретически величины максимальных усилий, возникающих в элементах при огневом воздействии.

Впервые проведенные в нашей стране опыты показали влияние ограничения предельных температурных деформаций на предел огнестойкости конструкций, выявили схему разрушения элементов при нагреве, определили величину температурных усилий (распор) и круг параметров, влияющих на предел огнестойкости[58].

На последствия пожаров в зданиях оказывают влияние планировка помещения, наличие противопожарных стен, а также распределение пожарной нагрузки при огневом воздействии, которая зачастую локально ограничена. Вследствие этого, подверженные огневому воздействию конструктивные элементы, как правило, окружены более холодными, не подверженными воздействию пожара, несущими конструкциями. В результате взаимодействия между нагревающимися и холодными частями элементов в последних возникают усилия распора. Во время пожаров такое «защемление» может оказать, в ряде случаев, благоприятное воздействие на поведение конструктивных элементов (балок, плит и др.), на которые действуют изгибающие моменты. Это действительно так, потому что в этом случае моменты в пролете уменьшаются в результате наложения моментов связи. Однако это происходит не всегда, т.к. имеют место отслоение бетона и появление горизонтальных трещин. Необходимо выделить по данному вопросу ряд важных положений, изложенных А.Ф.Миловановым в работе [50]. Им отмечается, что «совместная работа покрытий и перекрытий со стенами, статическая схема здания, монолитность конструкции, стыки и армирование элементов с учетом заделки на опорах влияют на предел огнестойкости отдельных железобетонных конструкций».

Полученные экспериментальные данные, позволяют установить следующее:

моделирование совместной работы несущих строительных конструкций в условиях пожара принципиально возможно в лабораторных условиях при наличии оборудования, позволяющего ограничить температурные деформации элементов, измерять возникающие усилия от ограничения этих деформаций, ограничивать и измерять углы поворота опорных частей элементов;

ограничение температурных деформаций элементов, возникающих при их совместной работе, может повышать или понижать пределы огнестойкости сопряженных элементов и конструктивных систем, изменять их схему работы и схему разрушения в условиях пожара, при этом благоприятное влияние ограничения деформаций (защемления) на огнестойкость изгибаемых элементов достигается, если под действием защемления возникает напряжение, противоположное по направлению напряжению, вызывающему изгиб;

проведенный анализ работ отечественных и зарубежных авторов показывает, что до настоящего времени не создано надежных методов расчета, пригодных для оценки огнестойкости зданий и сооружений с учетом совместной работы конструкций во время пожара.

Как вывод, можно отметить, что изучение проблемы совместной работы конструкций зданий в условиях пожара ведется более 3-х десятилетий. К настоящему времени накоплен значительный опыт экспериментального изучения данной проблемы путем моделирования в лабораторных условиях совместной работы конструкций в зданиях при пожаре. Проведен ряд крупномасштабных опытов на натурных фрагмен-

тах, давших ценную научную информацию. Вместе с тем, проведенные исследования подтвердили настоятельную необходимость дальнейшего изучения данной проблемы, т.к. многие важные вопросы, особенно аналитической оценки огнестойкости зданий, еще не решены. К дальнейшим направлениям изучения этой проблемы относятся:

экспериментальное моделирование условий совместной работы конструкций зданий при пожаре;

дальнейшее развитие аналитического метода расчета температурных усилий и деформаций в условиях совместной работы конструкций зданий при пожаре;

изучение влияния высокой температуры на упруго-пластические свойства бетона с целью получения данных для аналитической оценки огнестойкости конструктивных систем с учетом совместной работы элементов зданий при пожаре;

разработка научно-обоснованного метода оценки огнестойкости зданий и сооружений в целом при воздействии реальных пожаров;

экспериментальная проверка метода на натурных фрагментах и внедрение полученных результатов в практику и нормативные документы.

6.4. Особенности поведения рамных конструкций в условиях пожара

В настоящее время все большее распространение получает практика строительства многоэтажных зданий из монолитного железобетона. В монолитных многоэтажных зданиях рамной конструкции балки, плиты и колонны имеют большую огнестойкость, чем в сборном железобетоне. Однако при локальном пожаре в одном помещении взаимодействие отдельных элементов рам приводит к возникновению дополнительных усилий в других пролетах рам, которые не подвержены воздействию пожара. Это наглядно видно из результатов испытания трехпролетной четырехэтажной рамной конструкции (рис. 6.10,а) [50].

Ригели рамы имели сечение 30×40 см и колонны 30×30 см и 30×45 см. Плиты (толщиной 16 см), ригели, колонны монолитно соединены между собой. Пожар воспроизводился на 3-м этаже в среднем пролете рамы (рис. 6.10,а).

В ходе эксперимента было установлено, что в колонне и ригеле при увеличении температуры в течение 45 мин моменты M_1 и M_2 возрастали, а затем стали уменьшаться, но были больше, чем моменты до пожара (рис. 6.10,1). В ригеле крайнего пролета на 4-м этаже момент M_4 у средней опоры увеличился в 2,5 раза, а момент у крайней опоры M_3 изменил свой знак и увеличился в 2,5 раза, (рис. 6.10,2). В крайней колонне 3-го этажа у опоры момент M_5 увеличился в 2 раза, а в средней колонне 1-го этажа у опоры момент M_6 уменьшился (рис. 6.10,3). Из опыта видно, что пожар даже в одном помещении оказывает влияние на перераспределение усилий в рамной монолитной конструкции.

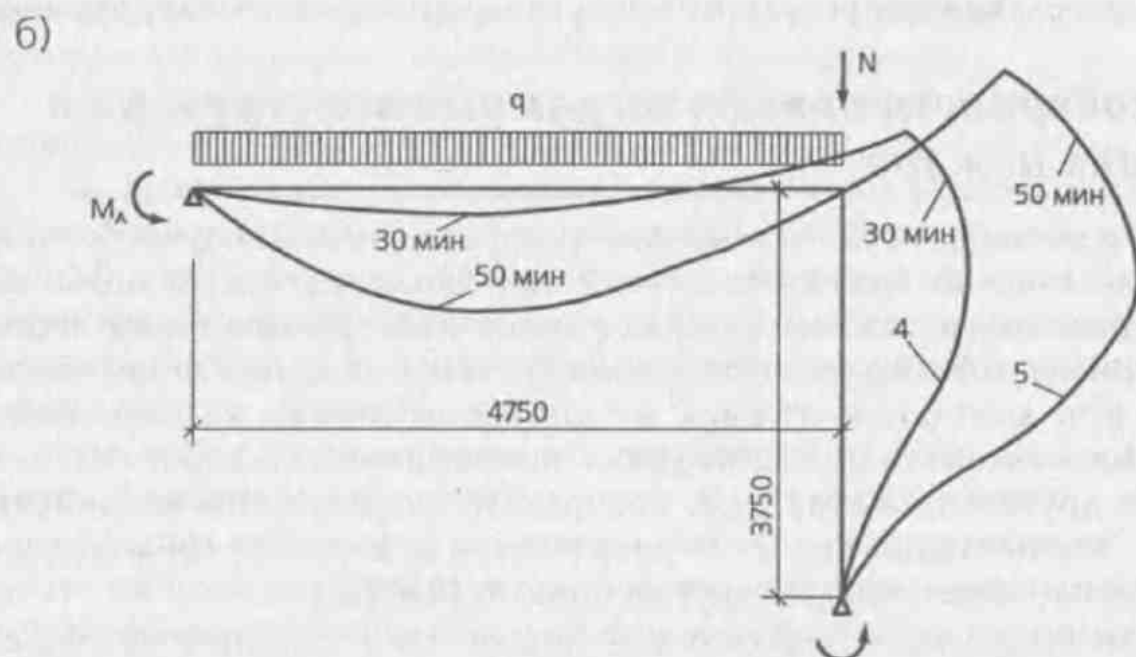
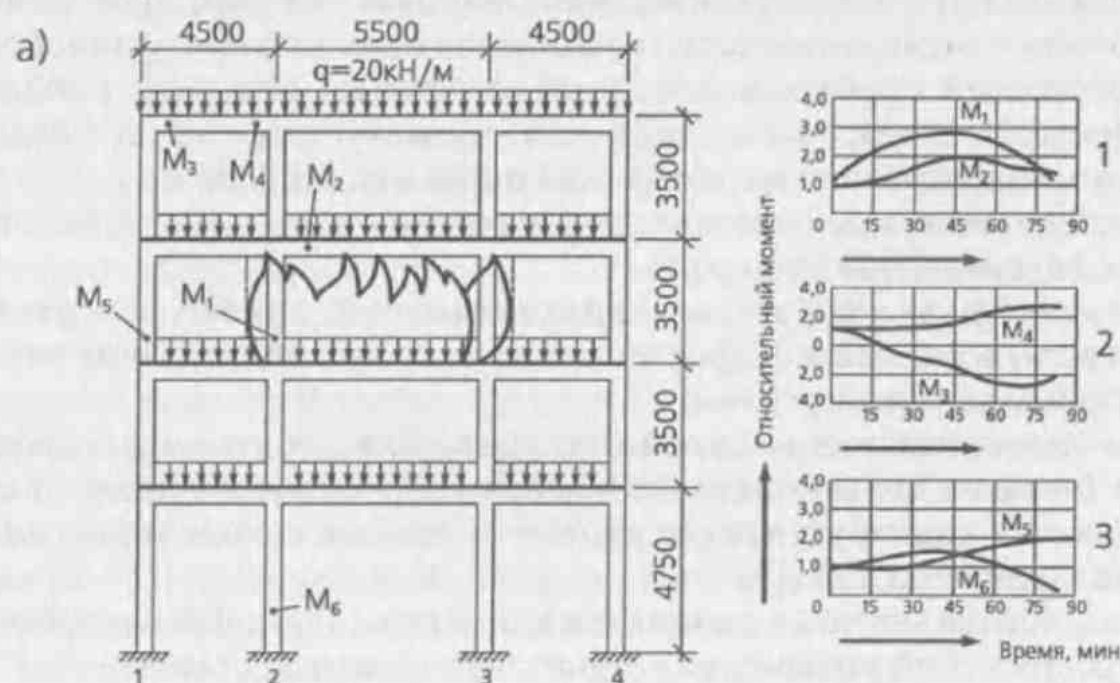


Рис. 6.10. Испытания на огнестойкость железобетонных рам: а - трехпролетной четырехэтажной; б - Г-образной. Изменение моментов: 1 - в средней колонне и среднем ригеле третьего этажа; 2 - в крайнем ригеле четвертого этажа; 3 - в крайней и средней колоннах; 4 - в Г-образной раме после 30 мин огневого воздействия; 5 - то же после 50 мин

Обычно площадь пожара ограничена по размеру. Нагретая площадь плиты перекрытия окружена менее нагретыми зонами плиты около опор. На нагретом снизу участке в середине плиты возникают сжимающие напряжения, которые разгружают нижнюю растянутую арматуру, повышая критическую температуру нагрева арматуры.

При пожаре на 3-м этаже рамной конструкции колонны, находящиеся по осям 1 и 4 будут нагреваться меньше, чем колонны по осям

2 и 3 (рис. 6.10,а). В этих колоннах свободному температурному расширению будут препятствовать соседние и вышестоящие колонны, и в них возникнут добавочные сжимающие усилия. А так как они нагреты больше других колонн, то в них будет наибольшее снижение прочности бетона и арматуры от воздействия температуры. В тоже время при нагреве будут развиваться быстро натекающие деформации ползучести бетона и арматуры и усилия релаксируются.

Если колонны нагреваются по-разному, то в плитах и ригелях появляются добавочные прогибы и возникают добавочные моменты, которые могут привести к разрушению плит, ригелей или колонн. Дополнительные усилия вызывают смещение угла каркаса рамы из-за температурного расширения ригеля и плиты (рис. 6.10,б). Ось колонны смещается и увеличивается эксцентриситет приложения сжимающей силы.

Если под воздействием огня находятся все помещения 3-го этажа, то из-за температурного расширения плит и ригелей возникает большое горизонтальное усилие: крайние колонны могут разрушиться от среза.

Монолитные рамные конструкции, как правило, обеспечивают повышенную огнестойкость в случае пожара, но могут быть местные повреждения конструкции даже за пределами очага пожара.

В сборных рамных конструкциях, имеющих шарнирные соединения между отдельными элементами, наиболее вероятны разрушения конструкций в местах очага пожара.

На примере однопролетной одноэтажной рамы рассмотрим изменение усилий, возникающих в элементах рамы от равномерного и неравномерного прогрева ригеля. Это позволит в известной мере выявить наиболее напряженные места рамных конструкций при одновременном действии эксплуатационных нагрузок и температуры.

В двухшарнирной раме с одной подвижной опорой (статически определимой) (рис. 6.11,а) при температурном удлинении ригеля дополнительных усилий в её элементах не возникает.

При опирании стоек рамы на неподвижные шарниры (статически неопределимой) в ригеле возникает изгибающий момент (рис. 6.11,б)

$$M_{B1} = \frac{3EI_1\alpha t\ell}{H^2} \cdot \frac{K}{3+2K},$$

$$K = \frac{I_2}{I_1} = \frac{I_2 H}{I_1 \ell},$$

где α — коэффициент линейного расширения ригеля;

t — температура нагрева ригеля;

I_1 — момент инерции сечения стоек;

I_2 — момент инерции сечения ригеля.

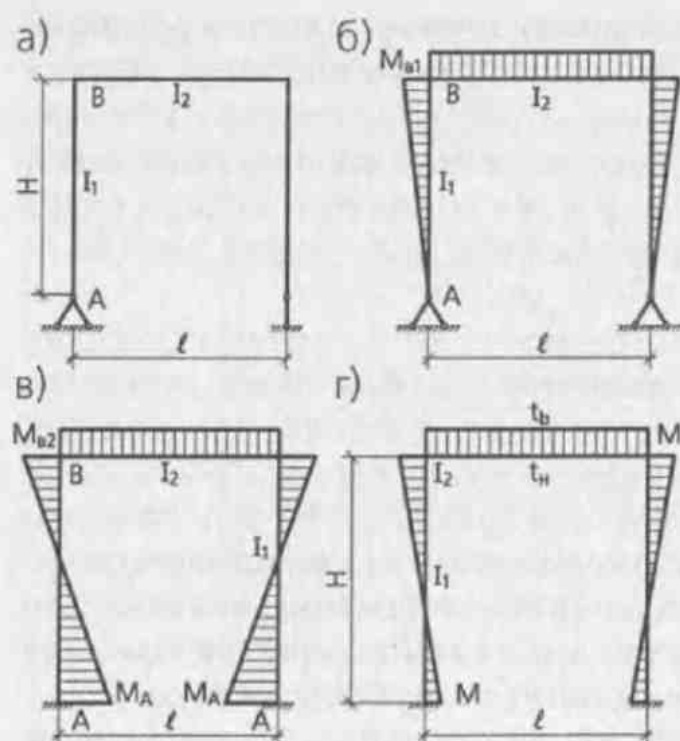


Рис. 6.11. Изменение усилий в элементах рамы

При защемлении опор стоек рамы возникают моменты (рис. 6.11,в):
в ригеле

$$M_{B2} = \frac{3EI_1\alpha t\ell}{H^2} \cdot \frac{K}{2+K};$$

в опорных сечениях стоек

$$M_A = \frac{3EI_1\alpha t\ell}{H^2} \cdot \frac{1+K}{2+K}.$$

При $K \approx 0,5$ значения изгибающих моментов и их отношений равны:

$$M_{B1} = \frac{3EI_1\alpha t\ell}{H^2} \cdot \frac{1}{8};$$

$$M_{B2} = \frac{3EI_1\alpha t\ell}{H^2} \cdot \frac{1}{5};$$

$$M_A = \frac{3EI_1\alpha t\ell}{H^2} \cdot \frac{3}{5};$$

$$\frac{M_{B2}}{M_{B1}} = 1,6; \quad \frac{M_A}{M_{B1}} = 4,8.$$

Из этих отношений видно, что с увеличением жесткости креплений стоек рамы изгибающий момент в ригеле возрастает на 60%, а в стойках — примерно в 5 раз.

При неравномерном по высоте нагреве ригеля так, что температура нижней грани t_n больше температуры верхней грани t_v на $\Delta t = t_n - t_v$ (рис. 6.11, г), помимо удлинения в ригеле возникнет температурный момент:

$$M = \frac{\alpha \Delta t E I_2}{h_p} \cdot \frac{1}{2 + 4K},$$

где h_p — высота сечения ригеля.

Из эпюр (рис. 6.11) наглядно видно, что при воздействии температур пролетные моменты уменьшаются, а опорные — увеличиваются. Это обстоятельство следует учитывать при определении несущей способности рамных конструкций, подвергающихся, кроме эксплуатационной нагрузки, воздействию температуры.

Некоторые простые конструктивные мероприятия позволяют повысить предел огнестойкости отдельных элементов в здании.

В зданиях и сооружениях лучше применять балки широкие, а не тонкие и высокие, т.к. отношение между площадью поперечного сечения балки и общей площадью нагреваемой поверхности оказывает значительное влияние на прогреваемость бетона. В качестве основной (рабочей) арматуры рекомендуется использовать более двух арматурных стержней. Еще лучше часть основной арматуры разместить во втором ряду. Если балка во время пожара не имеет возможности свободно удлиняться из-за отсутствия температурных швов на концевых опорах или они недостаточны, то в балке будут возникать продольные сжимающие усилия, которые в общем повышают предел огнестойкости балки, но могут оказать и отрицательное влияние на опорные стены или колонны, вызывая их изгиб. В условиях пожара на внутренних опорах неразрезных балок и плит при их пределе огнестойкости 1,5 ч и более возрастают поперечные силы и при отношении $2,5 M_e / Q h_0 \leq 3$ снижается предел огнестойкости изгибаемого элемента.

При одностороннем нагреве плит и балок развивается большой прогиб, смещающий опорную реакцию на крайних опорах к внутреннему краю. Это может вызвать разрушение опор. Кроме того, во избежание снижения уровня опоры при воздействии огня из-за развития деформаций усадки бетона и увеличения деформаций от нагрузки рекомендуется для опорных частей применять достаточно огнестойкий материал или опорные части теплоизолировать.

В предварительно напряженных балках, армированных пучками, концы балок необходимо делать более толстыми так, чтобы расстояние от арматурного пучка до нагреваемой поверхности бетона было не менее 75

мм или устроить теплоизоляцию. На расстоянии от торца балки не менее 1 м или не менее $1,5\ell_{ан}$ поперечную арматуру (хомуты) рекомендуется ставить чаще — на 0,25 пролета от опор с шагом — $S \leq 100$ мм).

В свободно опертых, предварительно напряженных балках и плитах с арматурой из канатов, не имеющих сцепления с бетоном, анкерные устройства должны иметь защитный слой бетона в зависимости от требуемого предела огнестойкости.

Для предотвращения разрушения плит, опертых на колонны, от действия поперечных сил в условиях пожара рекомендуется производить расчет на продавливание с учетом изменения свойств бетона и арматуры от нагрева.

Колонны большого поперечного сечения с меньшим процентом армирования лучше сопротивляются пожару, чем колонны меньшего поперечного сечения, имеющие большой процент армирования.

Как известно, стыки и швы между сборными элементами заполняют раствором или бетоном. Швы и стыки между элементами, которые отделяют одно помещение от другого, должны быть цельными и достаточно теплоизолирующими, чтобы они могли воспрепятствовать быстрому нагреву с другой стороны и не способствовали распространению пламени в другие помещения.

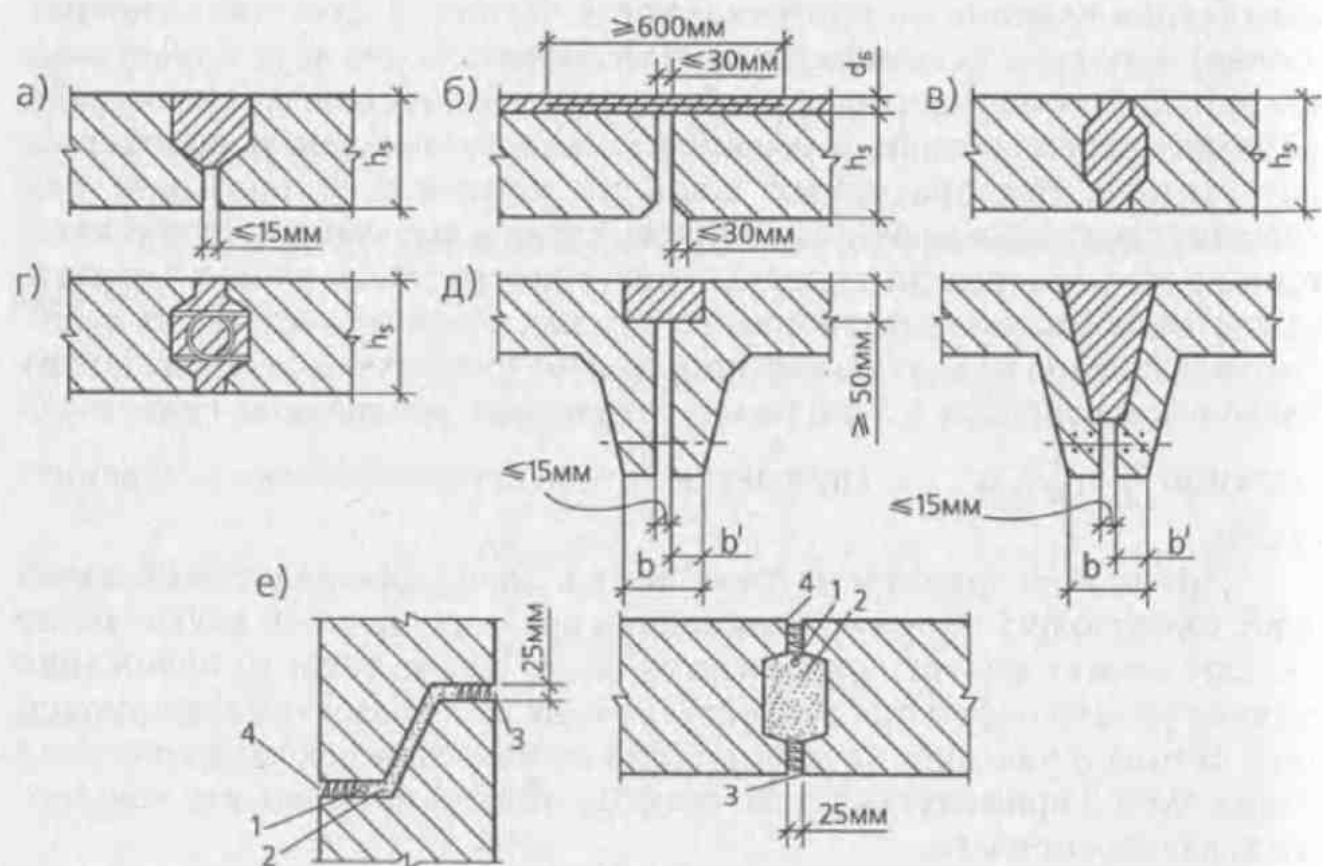


Рис. 6.12. Стыки сборных элементов, препятствующие проникновению огня: а, б - без передачи усилий; в, г - с передачей усилий; д - ребристой панели; е - температурный; 1 - шнуровой асбест; 2 - не воспламеняющийся деформируемый материал; 3 - изоляционный материал; 4 - герметик

Если через стыки не передаются усилия, то их можно выполнять как показано на рис. 6.12,а,б. Толщина бетона, перекрывающего стык, зависит от требуемого предела огнестойкости конструкций и должна составлять не менее 30 мм для огнестойкости 60 мин и 50 мм для огнестойкости 180 мин.

Конструкции стыков, передающих усилия, показаны на рис. 6.12,в,г, а стыки ребристых конструкций - на рис. 6.12,д. При этом следует иметь в виду, что при расчете учитывается ширина двух ребер. Стыки стеновых панелей должны допускать возможность взаимного смещения панелей в перпендикулярном к стене направлении.

Температурные швы в зданиях и сооружениях должны обеспечивать возможность перемещения частей конструкции от температурного расширения при пожаре в одном помещении без последующих повреждений конструкций в других помещениях. Ширина температурного шва зависит от размеров плит, балок, колонн, конструкции стыков между ними, способа опирания и времени, в течение которого конструкция должна сопротивляться воздействию огня. Для восприятия перемещения элементов конструкции, возможного во время пожара, ширина температурного шва примерно должна быть не менее $0,001\ell$ при пределе огнестойкости в 1 час и $0,0015\ell$ при большем пределе огнестойкости, где ℓ — расстояние между температурными швами. Температурные швы необходимо заполнять не воспламеняющимся волокнистым материалом и герметиком (рис. 6.12,е). Необходимо предусматривать возможность их осмотра и в случае необходимости — ремонта.

Как известно, в перекрытиях из неразрезных балок и балочных плит, работающих в одном направлении и нагреваемых в условиях пожара снизу, под воздействием огня происходит перераспределение усилий. Поэтому для образования пластического шарнира на опоре арматура должна иметь достаточную пластичность (для исключения преждевременного разрушения). Суммарная площадь арматуры над промежуточными опорами для восприятия отрицательного момента должно быть не менее 0,5% поперечного сечения бетона.

Опоры балок следует выполнять так, чтобы между балкой и опорой был зазор «а», который позволял бы балке свободно удлиняться при ее нагреве (рис.6.13). Ширину зазора между опорой и балкой в первом приближении рекомендуется принимать не менее $0,005\ell$, где ℓ — пролет балки.



Рис. 6.13. Опоры балок:
а - таврового сечения;
б - П-образного сечения

Рассмотрим еще один пример совместной работы конструкций в условиях пожара. При экспериментальных пожарах в 4-х этажном современном жилом доме было установлено, что все монолитные железобетонные перекрытия, опирающиеся на кирпичные стены, имели предел огнестойкости больше, чем было установлено стандартными испытаниями.

Предел огнестойкости плит повышался за счет включения в работу конструктивного поперечного армирования плит. Плиты, рассчитанные по балочной схеме, во время пожара работали как плиты, опирающиеся по контуру, т.к. они имели опирания по 3 или 4 сторонам. Кроме того, в плитах появлялись продольные сжимающие усилия от температурных деформаций. Защемления в кирпичных стенах создавали отрицательные моменты на опорах.

Для сравнения опытных данных с результатами стандартных испытаний на огнестойкость были испытаны две неразрезные плиты толщиной 15 см с пролетами $\ell_1 = 5,32$ м и $\ell_2 = 4,45$ м (рис. 6.14, а). По размерам плиты соответствовали плитам экспериментального дома. Одна плита была армирована в соответствии со статическим расчетом. Требования по огнестойкости не учитывались.

Вторая плита была армирована так же как и первая, но были учтены требования по огнестойкости для неразрезных железобетонных конструкций. На средней опоре арматура подбиралась с учетом суммарного момента от нагрузки и температуры и распределялась согласно эпюре суммарных моментов. Плиты, испытанные на установке при нормальной температуре и на огнестойкость, работали как балочная система в одном направлении.

У первой плиты (без учета требований огнестойкости) на 8-й минуте теплового воздействия огня в более коротком ℓ_2 пролете около средней опоры, где оборвалась верхняя арматура, воспринимающая

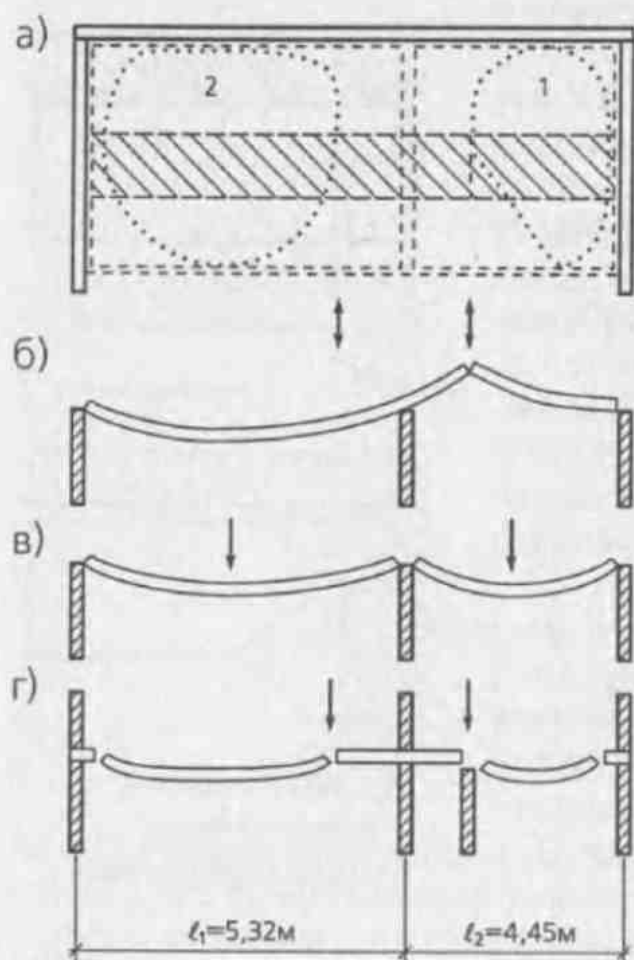


Рис. 6.14. Разрушение двухпролетных плит перекрытий после одностороннего воздействия огня снизу: а - в существующем здании (показано точками) и при стандартном испытании на огнестойкость с образованием трещины (показано штрихом); б - у обрыва арматуры около средней опоры; в - на опоре; г - над несущей перегородкой

отрицательный момент, образовалась широкая трещина (рис. 6.14,б), превратившая двухпролетную не-разрезную балку в две статически определимые балки. Плита имела предел огнестойкости 54 мин при моменте на опоре 26 кНм и прогиб 250 мм.

При испытании второй плиты на 20 минуте с начала нагрева на средней опоре появилась трещина шириной 1 мм. Верхняя арматура на опоре разорвалась. Двухпролетная статически неопределимая балка превратилась в две статически определимые. Предел огнестойкости плиты составил 90 мин при моменте на опоре 39 кНм и прогибе 200 мм (рис. 6.14,в).

При экспериментальном пожаре в здании (рис. 6.14,г) в пролете ℓ_2 была сооружена ненесущая стенка толщиной 1/2 кирпича, которая воспринимала часть нагрузки от плиты во время пожара. При ненесущей перегородке предел огнестойкости плиты составил 120 мин, момент на опоре - 37 кНм, прогиб - 125 мм.

Экспериментальные пожары в здании показали, что на работу железобетонных плит в здании оказывают влияние заделки на опорах в несущих стенах и ненесущие кирпичные перегородки под плитами перекрытий, которые воспринимают частично нагрузку от плит, уменьшая при этом их прогиб, при условии, что ненесущая стена нагревается с одной стороны и препятствует распространению огня в соседнее помещение.

В неразрезных плитах трещины появлялись на верхней не нагреваемой поверхности плит там, где обрывалась верхняя арматура, расположенная над опорами. Трещины служили шарнирами и превращали статически неопределимые плиты в статически определимые, но с пролетами значительно меньшими, чем при принятой статической схеме расчета. Имеющаяся верхняя арматура на опорах смещает места образования трещин с опор на конец обрыва арматуры.

Ненесущие разделительные стены (перегородки) могут повышать предел огнестойкости плит лишь в том случае, если они замыкают объем того помещения, где возник пожар, и прогреваются только с одной стороны. Нагрузка, воспринимаемая стенкой, зависит от ее жесткости и деформативности [50].

Раздел 7. ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЯ И ЕГО КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСЛЕ ПОЖАРА

7.1. Общие положения

Высокая температура в здании или сооружении при пожаре приводит к частичному или полному разрушению строительных конструкций. После пожара необходимо оценить состояние конструкций, чтобы сделать заключение о возможности и методах их восстановления. Это заключение выполняется на основании обследования здания и конструкций. В помощь организациям и специалистам, проводящим обследования, НИИЖБ разработаны «Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром» [59].

Сразу после пожара руководителю предприятия, где произошел пожар, необходимо приказом назначить комиссию для предварительного обследования.

В комиссию следует включить: представителя администрации предприятия (председатель комиссии), инженера-строителя, инженера по технике безопасности, электрика и специалиста по газовому хозяйству, а также целесообразно пригласить представителя пожарной охраны.

Комиссии следует закончить свою работу через 1-2 дня после пожара до назначения, если необходимо, местной или технической комиссии в соответствии с «Положением о порядке расследования причин аварий (обрушений зданий, сооружений и конструктивных элементов)» [60].

Предварительное обследование проводят с целью:

выяснения возможности пребывания в здании людей и выполнения технологического процесса, для которого здание предназначено;

выявления, ликвидации или ограждения опасных для людей зон, полностью или сильно разрушенных конструкций;

принятия решения о дальнейших мерах, направленных к полной ликвидации последствий пожара: собственными силами или с приглашением представителей научно-исследовательских и проектных организаций для проведения детального обследования и разработки проекта восстановления зданий и конструкций;

подготовки предварительных материалов и выполнения работ для проведения детального обследования конструкций (данных, характеризующих пожар, мест для устройства подмостей, лестниц, освещения).

Специалисты, которые выполняют детальное обследование железобетонных конструкций, могут входить в состав технической или местной комиссии, расследующей причины пожара и его последствия, или действовать самостоятельно по согласованию с администрацией предприятия, где произошел пожар.

Детальное обследование железобетонных конструкций выполняют с целью:

- составления и передачи администрации предприятия, где произошел пожар, заключения о возможности дальнейшей эксплуатации здания, необходимости и возможности восстановления здания и конструкций;

- получения данных для администрации предприятия, где произошел пожар, о прочности материала конструкций, на которые действовала высокая температура, об изменении расчетной схемы конструкций, ее габаритов и размеров.

Специалистам (экспертам), обследующим конструкции, следует действовать совместно с представителем проектной организации, которая будет разрабатывать проект восстановления здания и конструкций, а также желательно участие проектной организации, которая это здание проектировала и осуществляла авторский надзор при его строительстве.

Эксперту в заключении следует привести необходимые проектной организации данные для разработки проекта восстановления:

- перечень конструкций, которые следует заменить на новые конструкции, восстановить или усилить;

- характеристики прочности бетона и арматуры после пожара, изменение расчетной схемы, размеров и габаритов конструкции по сравнению с проектными;

- рекомендации по методам восстановления и усиления конструкций;

- рекомендации по разбору "завалов" полностью или частично разрушенных конструкций;

- схемы частично разрушенных конструкций с указанием дефектов и их характеристик.

При проведении обследований, разработке проекта восстановления и строительства необходимо соблюдать правила техники безопасности и пожарной безопасности.

7.2. Предварительное обследование зданий после пожара

Обследованию подлежат все помещения, в которых произошел пожар, строительные конструкции этих помещений и здание в целом.

В ходе предварительного обследования комиссия должна составить таблицу (см. прилож. 8) с указанием в ней:

- мест расположения обследуемых помещений и их привязку к планам и разрезам проекта здания;

- полностью или частично разрушенных во время пожара конструкций с краткой характеристикой их разрушения;

- возможность нахождения людей в обследованных частях здания, на конструкциях и под ними.

В ходе обследования комиссии следует получить следующие сведения о пожаре, необходимые для дальнейшего детального обследования конструкций:

- время обнаружения пожара, начала интенсивного горения (вспышки), полной ликвидации пожара;

- продолжительность интенсивного горения во время пожара (от начала интенсивного горения до начала снижения температуры пожара);

- средства тушения пожара (вода, пена и т.д.);

- место нахождения очага пожара;

- максимальную температуру среды во время пожара.

Кроме того, комиссия должна установить места, где необходимо сделать подмости и освещение для проведения детального обследования.

Комиссия составляет акт предварительного обследования (приложение 9), который утверждается руководителем предприятия, где произошел пожар.

В акте указывают:

- краткую характеристику здания;

- характеристики температурного режима по данным пожарного подразделения и натурного обследования предметов в помещении, где произошел пожар;

- место расположения очага пожара;

- средства тушения пожара;

- аварийные помещения и конструкции;

- необходимость приглашения экспертов для детального обследования;

- перечень работ, которые необходимо выполнить до прибытия экспертов;

- состояние электрической проводки, газовой и водопроводной сетей.

Руководителю предприятия, где произошел пожар, на основании акта предварительного обследования следует издать приказ о принятии необходимых мер по технике безопасности при эксплуатации пострадавших помещений, об их охране, если необходимо, и о назначении ответственных за выполнение этих мероприятий.

Характеристики температурного режима пожара (время обнаружения пожара, начало и продолжительность его интенсивного горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, место нахождения очага пожара и средства тушения пожара) принимают на основании акта о пожаре.

Натурные данные о максимальной температуре в помещениях во время пожара комиссия может получить на основании оценки температуры, при которой изменился внешний вид и форма отдельных предметов, оставшихся после пожара (приложение 10) и температуры плавления материалов строительных конструкций (приложение 11).

В том случае, если комиссия не может сделать окончательного вывода о состоянии конструкций в помещении, где произошел пожар, необходимо запретить пребывание людей в этом и примыкающем к нему помещениях до прибытия эксперта. Для этой цели издается специальный приказ руководителя предприятия, в котором указывается ответственный за охрану помещения и мероприятия по технике безопасности.

7.3. Последовательность детального обследования бетонных и железобетонных конструкций после пожара и предварительные работы

Детальное обследование железобетонных конструкций, выполняемое экспертом или группой экспертов (в дальнейшем — эксперт), целесообразно проводить в следующей последовательности:

- изучить необходимую документацию;
- ознакомиться с пострадавшим объектом;
- выполнить обследование конструкций с целью выяснения их

состояния после пожара;

- выполнить обследование конструкций, в наибольшей степени пострадавших от действия высокой температуры во время пожара;
- составить и передать администрации предприятия, где произошел пожар, заключение.

Эксперту, прибывшему на место пожара, прежде всего требуется ознакомиться со следующей документацией:

- актом предварительного обследования здания после пожара;
- актом о пожаре, составленном органами МВД РФ;
- проектом здания;
- рабочими чертежами конструкций;
- актами на скрытые работы.

Желательно ознакомиться и с такой документацией как:

- пояснительная записка к проекту (расчетные схемы и расчеты, проектные нагрузки и воздействия);
- паспорта завода-изготовителя на изделия с указанием даты изготовления, фактического армирования, вида и отпускной прочности бетона;

- документы на производство строительных работ (журналы, акты, пояснительная схема монтажа, сведения о дефектах конструкций и т.п.);
- материалы по эксплуатации здания (сведения о нагрузках и воздействиях, журнал техника-смотрителя зданий, данные о причинах повреждений, сведения о ремонтах и усилениях и т.п.).

Перед началом детального обследования конструкций эксперту необходимо обойти здание, осмотреть помещения, где произошел пожар, и ознакомиться с: общим состоянием здания после пожара, отмечая трещины, дефекты и разрушения конструкций снаружи здания; состоянием помещений, намечая пути детального обследования, необходимые

дополнительные работы для его выполнения (устройство лестниц, подмостей, освещения и меры по технике безопасности, необходимые при обследовании).

При детальном обследовании строительных конструкций эксперту следует отмечать не только дефекты и разрушения конструкций, которые являются следствием пожара, но и любые несоответствия конструкций требованиям ГОСТ и СНиП. Последнее может служить также причиной усиления этих конструкций или замены их на новые.

7.4. Определение состояния железобетонных конструкций

Конструкции, получившие дефекты и повреждения, по несущей способности и эксплуатационным свойствам могут быть отнесены к одному из следующих состояний в соответствии с «Методическими рекомендациями по классификации дефектов и повреждений в несущих железобетонных конструкциях промышленных зданий» [61]:

состояние I — нормальное. Усилия в элементах и сечениях не превышают допустимых по расчету. Дефекты и повреждения, препятствующие нормальной эксплуатации или снижающие несущую способность или долговечность, отсутствуют;

состояние II — удовлетворительное. По несущей способности и условиям эксплуатации соответствует состоянию I. Имеются дефекты и повреждения, которые могут снизить долговечность конструкции. Необходимы мероприятия по защите конструкции;

состояние III — непригодное к нормальной эксплуатации. Конструкция перегружена или имеются дефекты и повреждения, свидетельствующие о снижении ее несущей способности. Однако на основании поверочных расчетов и анализа повреждения можно гарантировать ее сохранность на период усиления (в необходимых случаях с разгрузкой, установкой страховочных опор или принятием других мер безопасности);

состояние IV — аварийное. Тоже, что и при состоянии III, однако, на основании поверочных расчетов и анализа дефектов и повреждений нельзя гарантировать сохранность конструкций на период усиления, особенно, если возможен хрупкий характер разрушения. Необходимо вывести людей из зоны возможного обрушения, произвести немедленную разгрузку, устройство страховочных опор, ограждений и других мер безопасности.

Эксперту необходимо обследовать все железобетонные конструкции здания, где произошел пожар, пользуясь схемой классификации железобетонных конструкций по их состоянию после пожара (приложение 12).

Окончательные выводы о состоянии конструкции делают после анализа совокупности всех факторов.

При оценке состояния конструкции следует обратить особое внимание на возможность наличия скрытых трещин в вертикальных стенках между отверстиями многопустотных плит перекрытий. Обнаруживаются эти трещины по их выходу на нижнюю поверхность бетонной плиты в виде трещины и простукиванием стенок через нижнюю поверхность и сравнением звука: звонкий — нет трещин в ребре, глухой — есть. В последнем случае необходима проверка на одной-двух плитах разбивкой бетона у трещины на поверхности плиты, осмотром стенки между отверстиями.

Если конструкция относится к состоянию III, то необходимо ее детальное дополнительное обследование.

Следует указать, что для конструкций четвертого состояния характерным является наличие остаточных прогибов, превышающих в 10 раз и более допустимые, приведенные в действующих нормах проектирования железобетонных конструкций (порядка 1/20-1/50 пролета), с образованием в растянутой зоне трещин с шириной раскрытия 10-15 мм или с признаками разрушения сжатой зоны.

Для предупреждения дальнейшего нарастания деформации и обрушения под аварийные конструкции устанавливают временные крепления. Тип временных страховочных креплений выбирают, исходя из результатов обследования, или согласно рекомендациям [59].

7.5. Обследование наиболее пострадавших от пожара железобетонных конструкций

Обследование целесообразно выполнять в следующей последовательности:

оценить параметры пожара (максимальную температуру среды в помещении во время пожара, фактическую и эквивалентную длительность интенсивного горения во время пожара);

определить максимальную температуру нагрева бетона и арматуры во время пожара.

Оценка параметров пожара, определение максимальной температуры нагрева бетона и арматуры может быть выполнено следующим образом[17]:

определить по чертежам проекта площадь горизонтальных A_1 и вертикальных A_2 проемов (окна, двери, ворота) помещения;

определить площадь поверхности ограждений A_3 ;

найти среднюю высоту вертикальных проемов H ;

вычислить значение коэффициента проемности K_1 для вертикальных проемов по формуле

$$K_1 = \frac{A_2 \sqrt{H}}{A_3}; \quad (7.1)$$

вычислить значение коэффициента K_2 по формуле

$$K_2 = \frac{A_1 \sqrt{H_1}}{A_2 \sqrt{H}}, \quad (7.2)$$

где H_1 - средневзвешенное расстояние от плоскости горизонтальных проемов до середины вертикальных проемов;

найти значение коэффициента f_2 в зависимости от K_2

K_2	0	0,5	1	1,5
f_2	1	2,1	3,2	4,6

определить значение коэффициента f_1 из таблицы 7.1.

Таблица 7.1

Материал ограждений	Значение коэффициента f_1 , равного при $A_2 \sqrt{H} / A_3$					
	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
Тяжелый бетон	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Легкий бетон	3	3	3	3	3	2,5
Тяжелый бетон (50%) и легкий бетон (50%)	1,35	1,35	1,35	1,50	1,55	1,65
То же (33%) и (50%), а также (17%) трехслойных конструкций (гипсовая плитка, минераловата, кирпич)	1,65	1,50	1,35	1,50	1,75	2,0
Стальной лист (80%) и бетон (20%)	0,75	0,75	0,65	0,6	0,6	0,6
Бетон (20%) в двухслойной гипсовой панели с воздушной прослойкой	1,5	1,45	1,35	1,25	1,25	1,05
Стальной лист - минеральная вата 100 мм - стальной лист	3	3	3	3	3	2,5

определить значение приведенного коэффициента проемности по формуле

$$K'_{np} = f_1 f_2 K_1; \quad (7.3)$$

по таблицам 1-4 приложения 13 найти значение пожарной нагрузки q ;

вычислить приведенную пожарную нагрузку по формуле

$$q_{np} = f_1 q; \quad (7.4)$$

по графикам рис. 1-6 приложения 14 найти зависимость температуры в помещении от времени τ , определить максимальную температуру в помещении во время пожара $t_{\max}$, фактическое время продолжительности интенсивного горения пожара τ_{ϕ} .

От фактической длительности интенсивного горения при пожаре τ_{ϕ} (или τ_1) следует перейти к эквивалентной длительности горения при пожаре τ_3 . Эквивалентная длительность интенсивного горения при пожаре необходима для оценки его воздействия на конструкцию в том случае, если бы температура пожара во времени изменялась бы по стандартной кривой (табл. 7.2).

Таблица 7.2

τ , ч - мин	t , °C	τ , ч - мин	t , °C	τ , ч - мин	t , °C
0-05	556	0-55	910	2-45	1075
0-10	659	1-00	925	3-00	1090
0-15	718	1-10	950	3-15	1100
0-20	750	1-20	970	3-30	1115
0-25	790	1-30	986	3-45	1120
0-30	821	1-40	1005	4-00	1128
0-35	824	1-50	1015	4-15	1135
0-40	865	2-00	1029	4-30	1147
0-45	885	2-15	1045	4-45	1154
0-50	895	2-30	1065	5-00	1160

Это позволяет определить с помощью простых графиков распределения температуры по сечению конструкций во время пожара и сравнить фактические данные по пределам огнестойкости конструкций с нормативными.

Фактическое время продолжительности интенсивного горения при пожаре τ_{ϕ} следует сравнивать с временем интенсивного горения τ_1 , зафиксированном в акте предварительного обследования (от начала интенсивного горения до начала снижения температуры при пожаре).

Эквивалентную длительность интенсивного горения при пожаре τ_3 следует определять графически или аналитически из равенства площадей (приложение 15)

$$A_{\phi} = A_{ст}, \quad (7.5)$$

где A_{ϕ} - площадь на графике под кривой зависимости средней температуры в помещении рассматриваемого пожара от времени, ограниченной τ_{ϕ} ; $A_{ст}$ - площадь на графике под кривой зависимости температуры в помещении, развивающейся по стандартной кривой пожара, от времени, ограниченной τ_3 [15].

Определить τ_3 из равенства (7.5) можно только в том случае, если максимальная температура в помещении рассматриваемого пожара

отличается от максимальной температуры «стандартного» пожара не более чем на $+100^{\circ}\text{C}$. В других случаях τ_z определяют из графика, приведенного в приложении 16 [15].

По графикам рис. 1-15 приложения 17 в зависимости от вида конструкции (колонна, балка, плита), вида бетона (тяжелый, легкий), размеров и формы поперечного сечения конструкции, характера ее нагрева (односторонний, трехсторонний, четырехсторонний нагрев), времени нагрева τ_z необходимо определить распределение температур по поперечному сечению железобетонных конструкций.

За время нагрева конструкции принимают эквивалентное время интенсивного горения при пожаре τ_z .

За максимальную температуру нагрева арматуры принимают температуру в центре ее сечения.

За максимальную температуру бетона принимают максимальную температуру нагрева поверхности железобетонной конструкции.

Максимальную температуру бетона во время пожара можно определять и опытным путем, исследуя образцы бетона, взятые из железобетонных конструкций на месте пожара.

Образцы бетона — это куски бетона массой 100-200 г, отколотые от поверхности слоев (2-3 см), железобетонной конструкции.

Для исследования могут быть использованы следующие методы [62]:

термолюминисцентный;

ртутной пирометрии или сорбционный;

термогравиметрический.

Значение максимальных температур нагрева бетона можно определить также по цвету бетона и некоторым физико-химическим дефектам.

Таблица 7.3.

Цвет бетона	Максимальная температура нагрева бетона, $^{\circ}\text{C}$	Возможные дополнительные дефекты
Нормальный	300	Нет
Розовый до красного	300-600	Начиная с 300°C — поверхностные трещины, с 500°C — глубокие трещины, с 572°C — раскол или выкол заполнителей, содержащих кварц
Серовато-черноватый до темно-желтого	600-950	$700-800^{\circ}\text{C}$ — отколы бетона, обнажающие в ряде случаев арматуру, 900°C — диссоциированный известняковый заполнитель и цементный дегидратированный камень сыплются, крошатся
Темно-желтый	Более 950	Много трещин, отделение крупного заполнителя от растворной части

По температуре нагрева бетона можно определить значение максимальной температуры арматуры, принимая температуру арматуры

равной температуре бетона у поверхности арматуры со стороны воздействия высокой температуры на конструкцию.

Изменение прочности бетона при сжатии после пожара можно оценить, зная значения максимальных температур его нагрева, вид бетона, условия его твердения (см. табл. 7.4).

Таблица 7.4.

Вид бетона и условия твердения	Снижение прочности бетона после пожара, %, при максимальной температуре его нагрева, °С						
	60	120	150	200	300	400	500
Тяжелый с гранитным заполнителем, естественное	30	30	30	30	40	60	70
То же, тепловлажностная обработка	15	20	20	20	20	30	45
То же, с известняковым заполнителем	15	20	20	25	25	40	60
Легкий с керамзитовым заполнителем, тепловлажностная обработка	10	10	10	10	10	15	20

Примечания к таблице 7.4.

1. В таблице указано, на сколько процентов снижается прочность бетона после пожара по сравнению с прочностью бетона до пожара.

2. Прочность бетона после его нагрева до температур ниже 60°С принимается равной ее значению до пожара.

3. После нагрева до температур выше 500°С значения бетона принимаются равными нулю.

4. Промежуточные значения снижения прочности бетона устанавливаются линейной интерполяцией.

Изменение прочности арматуры после пожара можно оценить по максимальной температуре ее нагрева, положению арматуры в конструкции, классу арматуры и ее предварительного напряжения (см. табл. 7.5).

Таблица 7.5.

Положение арматуры в конструкции, наличие предварительного напряжения	Класс арматуры	Снижение прочности арматуры после пожара, % при максимальной температуре ее нагрева, °С		
		300	400	500
1	2	3	4	5
За пределами зоны анкеровки независимо от преднатяжения	А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II, К7	Нет	Нет	Нет
		Нет	5	10
		Нет	10	20
		Нет	30	60
В зоне анкеровки арматуры, ненапрягаемой	А-II, А-III, А-IV, А-V, Ат-III, Ат-IV, Ат-V	—	20	40

Таблица 7.5(продолжение).

1	2	3	4	5
То же, предварительно-напряженной	A-IV, Ат-IV,	-"	25	50
	Ат-V, A-V,	-"	30	60
	A-IV, Ат-VI,	-"	35	70
	Вр-II, К7,	-"	45	90
	В-II	-"	60	-

Примечания к таблице 7.5.

1. В таблице указано, на сколько процентов снижается прочность арматуры после пожара по сравнению с прочностью арматуры до пожара.

2. Прочность арматуры (за исключением класса В-II) после нагрева до температуры выше 500°C принимается равной нулю, для класса В-II это значение принимается после температуры нагрева выше 400°C.

3. Промежуточные значения снижения прочности арматуры устанавливаются линейной интерполяцией.

Прочность бетона и арматуры можно также определить на основании физико-механических испытаний образцов бетона и арматуры, взятых непосредственно из железобетонной конструкции. Количество образцов от одной конструкции должно составлять: для бетона — не менее 3 и для арматуры не менее 2.

Отбор образцов производится: из бетона — выпиливанием или высверливанием; из арматуры — выпиливанием или вырезанием с помощью кислородно-ацетиленовой горелки.

Образцы бетона могут быть в виде кубиков или цилиндров с наименьшим размером по длине $4d$, где d — максимальный диаметр крупного заполнителя в бетоне. Образцы арматуры должны иметь длину не менее $25d_s$, где d_s — диаметр арматуры.

Определение прочности бетона и арматуры выполняют в соответствии с ГОСТ 12004-81 с изм. "Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжение", ГОСТ 18105-80 "Бетоны. Правила контроля прочности. Основные положения" и ГОСТ 10180-78 с изм. "Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение в лаборатории физико-механических испытаний...".

Результаты определения прочности бетона будут характеризовать только среднюю прочность бетона на толщине конструкции, из которой отобраны образцы.

Места отбора проб из конструкции, их общее количество определяет эксперт.

Для определения прочности поверхностного слоя конструкции может быть использован метод пластической деформации с использованием эталонного молотка Н.П.Кашкарова (ГОСТ 22690.2-77) или аналогичные методы (молотка Физделя И.А. и др.).

Допускается ориентировочно оценивать прочность бетона по следам, оставленным на зачищенной и выровненной поверхности

конструкции от удара средней силы слесарным молотком массой 600-700 г по бетону или зубилу, установленному заостренным концом перпендикулярно поверхности бетона. Прочность бетона оценивается по характеристике оставленного следа на бетоне после десяти ударов (табл. 7.6).

Таблица 7.6.

Характеристика следа от удара молотком по поверхности конструкции	Характеристика следа от удара по зубилу, установленному острием на бетон поверхности конструкции	Примерная прочность бетона, МПа
На поверхности бетона остается слабо заметный след, при ударе по ребру откалывается тонкая лещадка	Неглубокий след, лещадки не откалываются	Более 20
На поверхности бетона остается заметный след, вокруг которого могут откалываться тонкие лещадки	От поверхности бетона откалываются тонкие лещадки	20-10
Остается глубокий след	Зубило забивается в бетон на глубину более 5 мм	Менее 7

Дефектность структуры бетона можно оценивать и визуально по количеству трещин, длине и ширине их раскрытия, простукиванием молотком по поверхности конструкций, по скорости распространения ультразвуковых колебаний (УЗК) в бетоне.

Ширину раскрытия трещин рекомендуется замерять в месте максимального раскрытия, а там где возможно, и на уровне растянутой арматуры с помощью оптической лупы (с 4-х и более кратным увеличением) или микроскопа МПВ-2, имеющего 24-кратное увеличение.

Глубину трещин можно определить с помощью игл и тонких проволочных щупов, а также ультразвуковым импульсным методом в соответствии с «Указаниями по определению ультразвуковым импульсным методом границ и глубины распространения трещин (ВС 11-49-71)».

При простукивании конструкции следует обратить внимание на звук: неплотный бетон издает глухой звук, при наличии отслоений — дребезжащий, при плотном бетоне звук звонкий.

По изменению скорости ультразвуковых колебаний (УЗК) в бетоне после его нагрева можно также сделать вывод о температуре нагрева поверхности (2-3 см) слоев конструкции и соответственно о прочности бетона, что видно из таблицы 7.7.

Таблица 7.7.

Относительное изменение УЗК	1	0,9	0,8	0,7	0,5	0,4	0,2
Температура нагрева бетона, °С	20	120	200	300	400	500	600

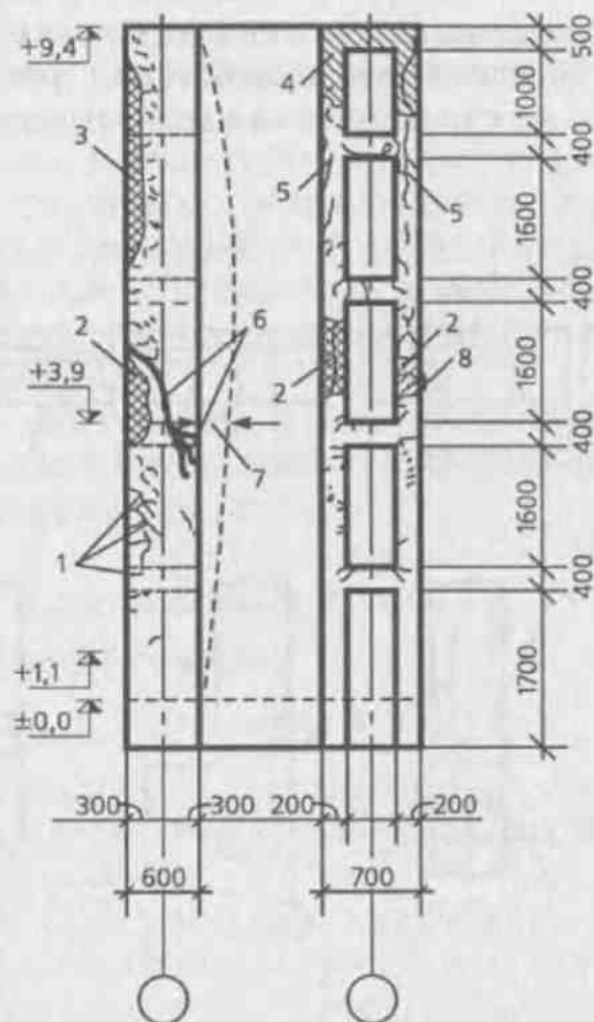


Рис. 7.1. Характер повреждения огнем колонны несущего каркаса: 1 - поверхностные трещины шириной 0,5-1,5 мм; 2 - выкрашивание разрушенного бетона; 3 - отслоение защитного слоя бетона; 4 - участок перекаленного бетона белого цвета; 5 - продольные трещины в защитном слое бетона от температурного расширения арматуры; 6 - сквозные трещины шириной 2-8 мм; 7 - остаточный прогиб колонны вследствие температурной деформации ригеля; 8 - выпучивание и перегрев продольной арматуры

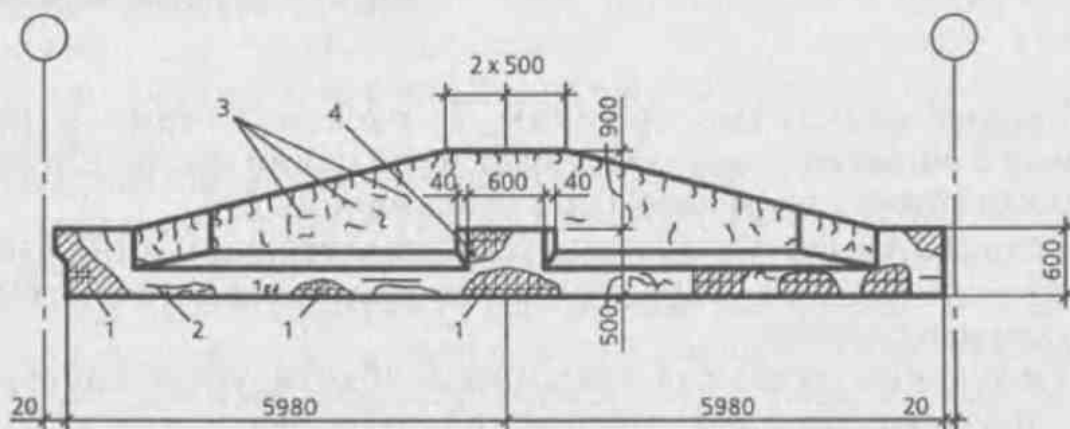


Рис. 7.2. Характер повреждения огнем подстропильной балки: 1 - отслоение защитного слоя бетона и обнажение арматуры; 2 - продольные трещины шириной 0,3-0,5 мм и глубиной 30 мм; 3 - поверхностные температурно-усадочные трещины шириной 0,1-0,3 мм; 4 - разрушение бетона опорной части балки

Вследствие возможного взрывообразного разрушения бетона могут образовываться сквозные рваные отверстия в тонкостенных элементах, обрушение лещадок бетона 1 (рис. 7.3) площадью до 200 см^2 на глубину 10-15 мм с поверхности массивных элементов.

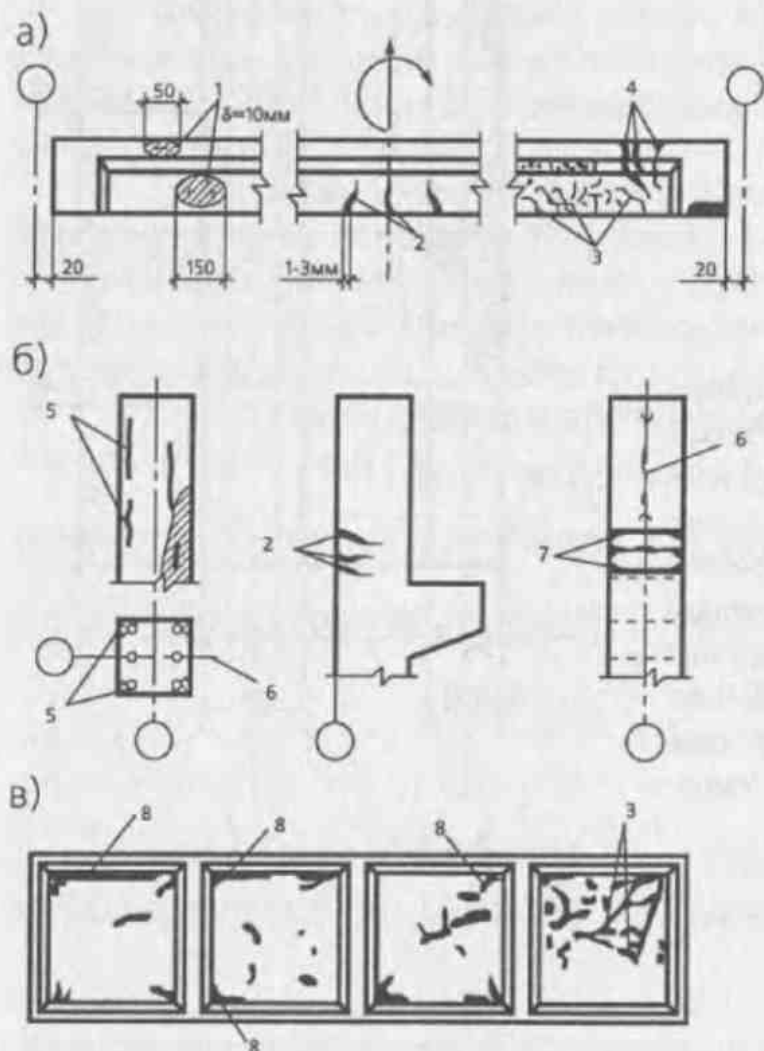


Рис. 7.3. Примеры образования трещин и повреждений от огневого воздействия в элементах железобетонных конструкций:
 а - прогонов, балок, ригелей;
 б - колонн, стоек, элементов ферм;
 в - ребристых плит покрытий и перекрытий (вид со стороны ребер, обогрив снизу); 1-8 - различные виды трещин

Широко раскрытые трещины 2, расположенные в пролете изгибаемых элементов, свидетельствуют о снижении прочности рабочей арматуры или потере предварительных напряжений в ней.

Беспорядочные температурно-усадочные трещины 3 и 4 возникают на поверхности бетона, поврежденного под воздействием высокой температуры или пламени.

Продольные сквозные трещины 5 вблизи углов конструкций являются признаком отслоения защитного слоя бетона.

Продольные сквозные трещины 6 в середине сечения конструкции пронизывают защитный слой и являются следствием поперечного расширения среднего арматурного стержня.

Глубокие (иногда сквозные) трещины 7 на стыке двух частей свидетельствуют о значительных температурных перемещениях элементов покрытия, об аварийном состоянии надкрановых частей колонн после

пожара. Трещины в стыке ребер плиты с ее полкой возникают от разности температурных напряжений в сечениях элементов.

Для измерения прогибов и перекоса конструкций применяют геодезические инструменты (нивелир, теодолит и др.).

Состояние конструкций указывает на расположение очага пожара. Сильно разрушенные конструкции (конструкции состояния IV) находятся в помещении или над полом в здании, где было наиболее интенсивное горение во время пожара, его наибольшая длительность и высокая температура. В этом случае температура в помещении была не менее 900°C, а длительность пожара — не менее 0,75 часа.

Неразрушенные конструкции, практически без дефектов (состояния I, II) находятся в зонах, где пожар был менее интенсивный. В этом случае температура в помещении была не выше 500°C.

7.6. Заключение о пригодности к дальнейшей эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций после пожара

Результатом работы эксперта после обследования здания, где произошел пожар, и конструкций, на которые действовала высокая температура во время пожара, является заключение.

Заключение должно содержать весь материал, необходимый руководителю предприятия и проектной организации для восстановления или ликвидации разрушенного пожаром здания, а также восстановления конструкций, пострадавших от пожара.

В заключении должны быть сделаны четкие выводы о каждой конструкции и о здании в целом.

Заключение подписывается экспертом, при необходимости, по требованию заказчика, может быть согласовано с администрацией предприятия, где произошел пожар, и представителем проектной организации. Заключение утверждается руководителем предприятия, где работает эксперт.

Заключение должно включать следующее:

сведения о пожаре (время возникновения пожара, его длительность; время интенсивного горения при пожаре, т.е. от начала интенсивного горения до достижения максимальной температуры пожара; причина пожара; место расположения очага пожара; значение максимальной температуры в помещении во время пожара);

сведения о средствах тушения пожара (вода, пена и т.д.) характеристику здания (наименование, год постройки, размеры в плане, этажность, количество помещений и их краткая характеристика, конструктивная схема);

характеристику конструкций (размеры, материал конструкции, его проектные характеристики, схема работы конструкции, номер и название типовых чертежей);

значение температуры нагрева бетона и арматуры конструкций (максимальная температура нагрева арматуры и бетона, длительность нагрева);

распределение температур по поперечному сечению конструкции; характеристику бетона и арматуры после нагрева (их прочность, наличие трещин и т.д.);

характеристику конструкции после пожара (прогибы, длина и ширина раскрытия трещин, опирание, стыки и т.д.);

несущую способность конструкции после пожара (указывается в случае необходимости по просьбе руководителя предприятия, где произошел пожар);

изменение расчетной схемы здания и конструкций после пожара;

перечень конструкций, непригодных к дальнейшей эксплуатации; пригодных, но требующих усиления или уменьшения действующих на них в процессе эксплуатации нагрузок; конструкций, для которых необходимо сделать небольшой ремонт по восстановлению и замене части бетона и арматуры; конструкций, пригодных к эксплуатации без усиления и ремонта;

перечень помещений, в которых до восстановления или разборки конструкций не должны находиться люди;

рекомендации по технике безопасности и противопожарной технике.

Несущую способность, прогибы и трещиностойкость конструкций после пожара целесообразно определять в процессе разработки проекта восстановления здания и конструкций.

Общая форма заключения приведена в приложении 14.

7.7. Оценка несущей способности прогибов и трещиностойкости железобетонных конструкций после пожара

Для определения несущей способности, прогибов и трещиностойкости железобетонных конструкций следует использовать общие принципы расчета, изложенные в [45]. Но при этом необходимо учитывать изменение свойств бетона и арматуры после пожара введением дополнительных коэффициентов условий работы материалов.

Значение этих дополнительных коэффициентов зависят от класса арматуры, вида бетона и условий его твердения, от температуры нагрева бетона и арматуры при пожаре, от действия воды на железобетонные конструкции при тушении пожара; они учитывают изменение длительной прочности бетона после действия огня и внешней нагрузки, нарушение структуры бетона в контактной зоне арматуры после пожара.

Несущая способность, прогибы, трещиностойкость железобетонных конструкций после пожара определяются методом конечных элементов или послойным расчетом, принимая механические свойства бетона и арматуры каждого элемента или слоя с учетом температуры его нагрева при пожаре.

Методика расчета прогретых во время пожара железобетонных конструкций путем разбиения сечения конструкции на слои принимается согласно "Инструкции по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работ в условиях воздействия повышенных и высоких температур" (СН 482-76) [63].

Если длительность пожара не превышала 1 часа, то оценочный расчет для сжатых железобетонных элементов (без учета слоев бетона, нагретых при пожаре до температур выше 200°C) по несущей способности можно выполнить методом, изложенным в [45], результаты которого могут быть использованы только в ходе обследования железобетонных конструкций.

При расчете предварительно-напряженных элементов, необходимо учитывать дополнительные потери предварительного напряжения арматуры, вызванные тепловым воздействием при пожаре [50].

Если у конструкций после пожара имеются изменения их расчетной схемы, геометрических размеров и условий опирания, расчет производят с учетом этих изменений.

Предельную величину прогиба допускается принимать без учета эстетических требований для конструкций промышленных сооружений при соответствующем обосновании.

Статические испытания поврежденных пожаром железобетонных конструкций рекомендуется проводить не ранее чем через 14 суток после пожара и в соответствии с требованиями ГОСТ 8829-85 [64].

Если возможно разгружение конструкции до величины нагрузки (0,3-0,4) от проектной и последующее ее загрузку до полной нормативной нагрузки, допускается испытывать конструкции в сооружении без их демонтажа; схема загрузки конструкции должна обеспечивать ее работу в наиболее невыгодных возможных условиях эксплуатации. При этом оценку конструкций по несущей способности выполняют по ГОСТ 8829-85 [64].

В поврежденных пожаром железобетонных конструкциях, эксплуатировавшихся длительное время, контрольную ширину раскрытия трещин допускается принимать равной ее предельной величине, установленной в [45].

7.8. Усиление бетонных и железобетонных конструкций

Усиление элементов железобетонных конструкций производят с целью увеличения их несущей способности и жесткости. Решение о технической возможности и экономической целесообразности усиления

конструкций должно приниматься в каждом конкретном случае в зависимости от состояния конструкций, а так же по результатам сравнения стоимости усиления со стоимостью возведения новой конструкции.

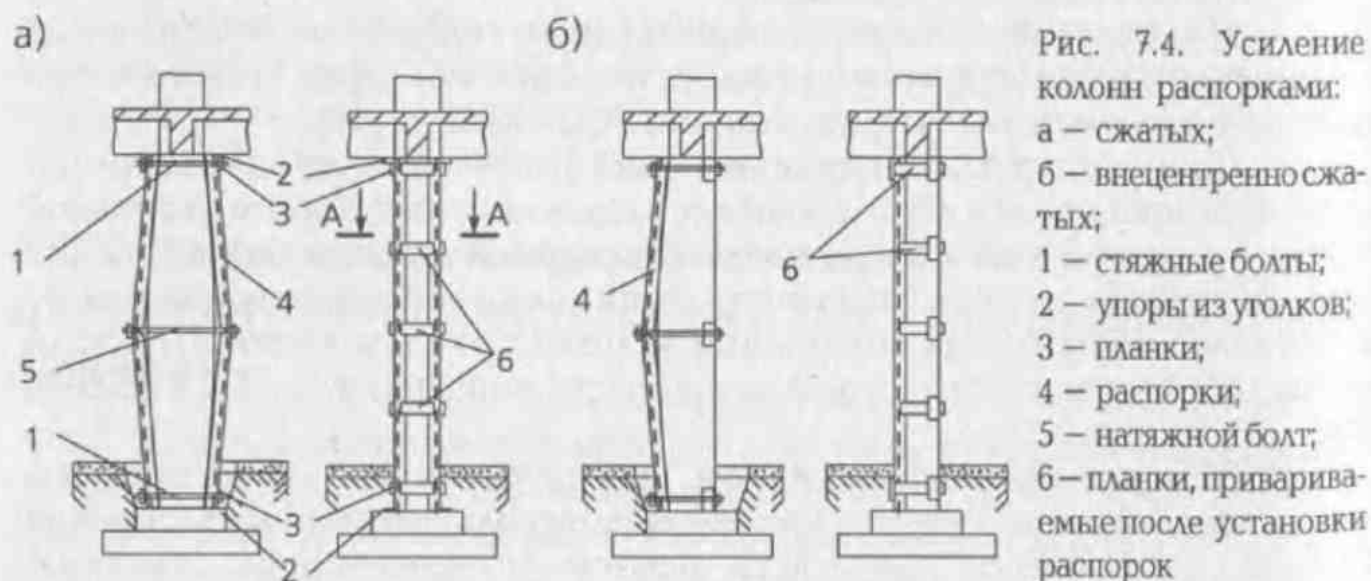
Усиление железобетонных конструкций может производиться двумя основными способами [48]:

- изменением конструктивной схемы;
- наращиванием элементов.

Все элементы усиливаемых конструкций и узлы их сопряжения назначаются на основании статических расчетов. При усилении конструкций целесообразно применять полимербетон.

Усиление элементов железобетонных конструкций (изгибаемые элементы — балки, ригели и др.) изменением конструктивной схемы достигается введением затяжек, подвергаемых предварительному натяжению на бетон. При этом изменяется напряженное состояние балочной конструкции — она становится внецентренно сжатой. По своему расположению на балочной конструкции усиливающие затяжки могут быть горизонтальными, шпренгельными и комбинированными. Затяжки покрываются антикоррозионным составом. При этом способе достигается значительное увеличение несущей способности изгибаемых элементов, а новая конструктивная схема при надежном соединении затяжки с опорами работает как единая система.

Усиление колонн достигается устройством предварительно напряженных распорок ломанного очертания, расположенных с одной или двух сторон (рис. 7.4).



Каждая ветвь распорок составляется из уголков, связанных между собой планками на сварке. В местах перелома в боковых полках уголков делают надрезы. Предварительное напряжение в ветвях распорок достигается взаимным стягиванием ветвей попарно, а при односторонних распорках — подтягиванием к боковой поверхности колонны. Выпрямляясь, распорки воспринимают часть вертикальных нагрузок и разгружают

колонну. Применение односторонних распорок целесообразно для усиления внецентренно-сжатых колонн с большими эксцентриситетами.

Усиление элементов конструкций наращиванием применяется для плит ребристых монолитных конструкций, сборных плит, уложенных по железобетонным или стальным балкам и др.

При глубоких и значительных по объему повреждениях с обнажением арматуры и с утратой ее сцепления с бетоном может потребоваться установка дополнительных сеток, хомутов или поперечной арматуры. Для восстановления бетонного сечения может оказаться более удобным обычное замоноличивание в опалубке с тщательным уплотнением бетона при его укладке. Рассмотрим некоторые варианты усиления конструкций.

Поврежденные железобетонные колонны могут усиливаться односторонним, двухсторонним или трехсторонним наращиванием слоя армированного бетона, замкнутыми монолитными железобетонными рубашками, охватывающими колонну, металлическими обоймами различных конструкций.

При одностороннем, двухстороннем или трехстороннем наращивании сечения колонны дополнительная продольная арматура связывается с существующей арматурой усиленной колонны при помощи сгибов, "уток", коротышей, прямых а) или косых хомутов (см. рис. 7.5 и 7.6).

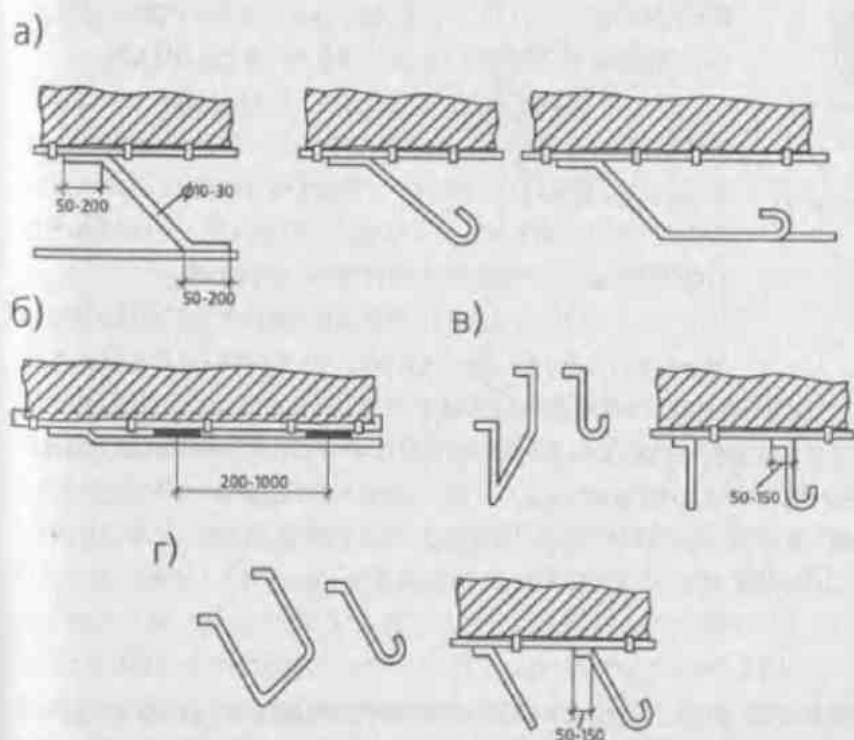


Рис. 7.6. Детали приварки арматуры усиления по методу И.М.Литвинова: а-стибы и «утки» ($\varnothing 10-30$); б-коротыши ($\varnothing 10-40$); в-прямые хомуты ($\varnothing 10-25$); г-косые хомуты ($\varnothing 10-25$)

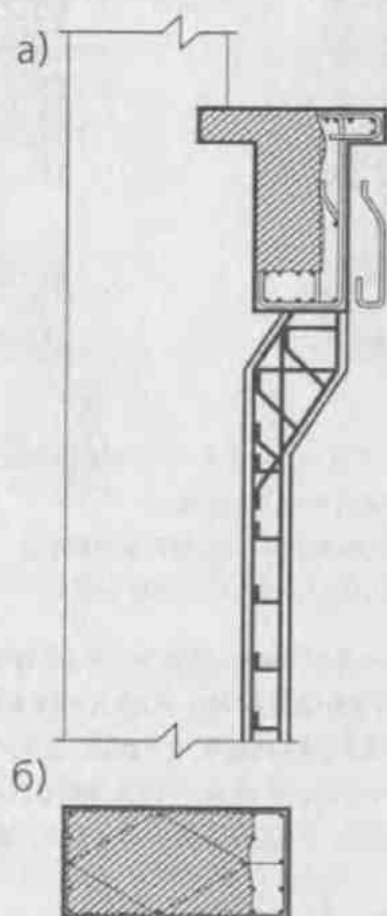


Рис. 7.5. Одностороннее усиление колонны, консоли и подкрановой балки: а-сечение у опоры; б-сечение в пролете

Основным способом усиления железобетонных колонн является устройство железобетонных "рубашек", которые армируются продольными стержнями и хомутами или спиральной обмоткой (рис. 7.7).

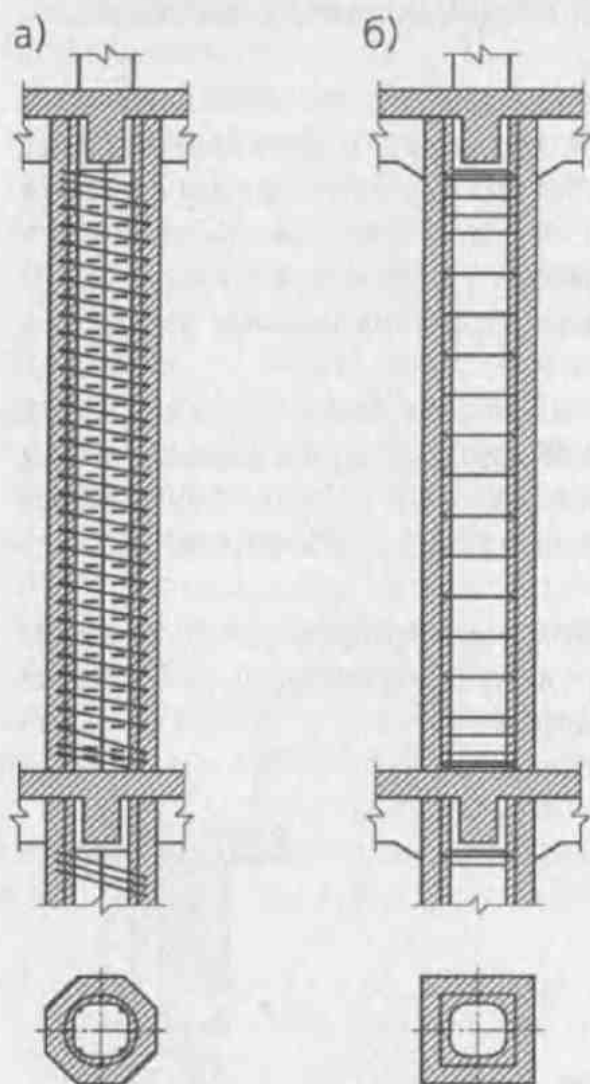


Рис. 7.7. Усиление колонны железобетонной «рубашкой»:

а - с косвенным армированием;

б - с нормальными хомутами

Рубашки могут быть забетонированы в опалубке или заторкретированы. Толщина стенок рубашки при обычном бетонировании должна быть не менее 5 см и при торкретировании* не менее 3 см. При спиральном армировании углы усиленной колонны перед бетонированием должны скалываться.

Шаг хомутов в рубашке должен быть не более 10 диаметров дополнительной продольной арматуры. Вверху и внизу колонны в месте сопряжения рубашки с перекрытиями или фундаментом на участке, длина которого равна наименьшему размеру поперечного сечения колонны, шаг хомутов уменьшается вдвое.

При наличии в колоннах местных повреждений усиливающая рубашка может устанавливаться в пределах поврежденного участка с перепуском в обе стороны на длину наименьшего размера поперечного сечения колонны, но не менее 50 см.

При усилении колонн металлическими обоймами необходимо предусматривать мероприятия по обеспечению совместной работы обоймы с усиленной колонной.

Обычно применяются обоймы из стальных уголков, устанавливаемых по углам сечения колонны, соединенных между собой поперечными пластинчатыми накладками с определенным шагом по высоте колонны. Вертикальные ветви колонны соединяются с продольными угловыми стержнями сечения колонны посредством приварки пластин, коротышей, "уток", отгибов с шагом 50-80 см. Зазоры между металлическими

*Торкретирование - метод бетонных работ, при котором бетонная смесь послойно наносится на бетонируемую поверхность под давлением сжатого воздуха при помощи торкретной установки, состоящей из цемент-пушки и компрессора. Толщина слоя за один цикл - 10-15 мм. Торкретное покрытие отличается высокой механической прочностью (40-70 МПа), плотностью, водонепроницаемостью и морозостойкостью.

элементами обоймы и телом железобетонной колонны тщательно замоноличиваются.

Сжатые раскосы и элементы верхнего пояса ферм могут быть усилены железобетонной рубашкой или металлической обоймой, которые упираются в узлы фермы. Железобетонная обойма может армироваться продольными стержнями с поперечными хомутами или спиральной навивкой (рис. 7.8). Шаг хомутов — 10 диаметров дополнительной продольной арматуры, а в местах сопряжения "рубашки" с узлами ферм — вдвое меньше.

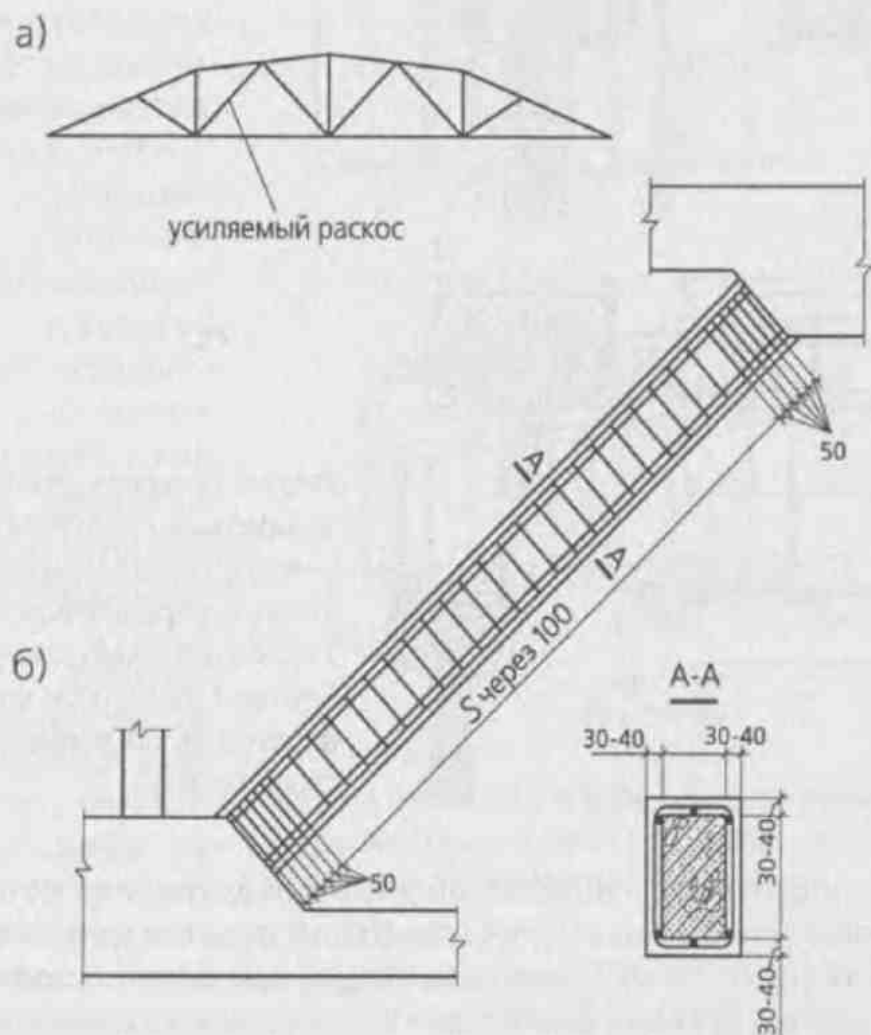


Рис. 7.8. Усиление сжатого раскоса фермы монолитной железобетонной обоймой: а - схема фермы; б - усиление сжатого раскоса

Металлические обоймы могут изготавливаться из уголков или швеллеров. Они устанавливаются на тело раскоса или верхнего пояса на растворе и плотно прижимаются к нему при помощи струбцин или болтовых стяжек, затем на продольные элементы обоймы наращиваются поперечные пластинчатые накладки. Для обеспечения включения обоймы в совместную работу с усиляемым элементом на обойме необходимо установить сварные концевики ("башмаки"), обеспечивающие упор в узлы фермы.

Свесы верхней полки балок могут усиливаться железобетонными "наращиваниями" или металлобетонными обоймами.

Продольная дополнительная арматура "наращиваний" связывается с существующей продольной арматурой свесов при помощи коротышей, отгибов, "уток" или хомутов. Бетонирование производится в опалубке с тщательным уплотнением бетона (рис. 7.9).

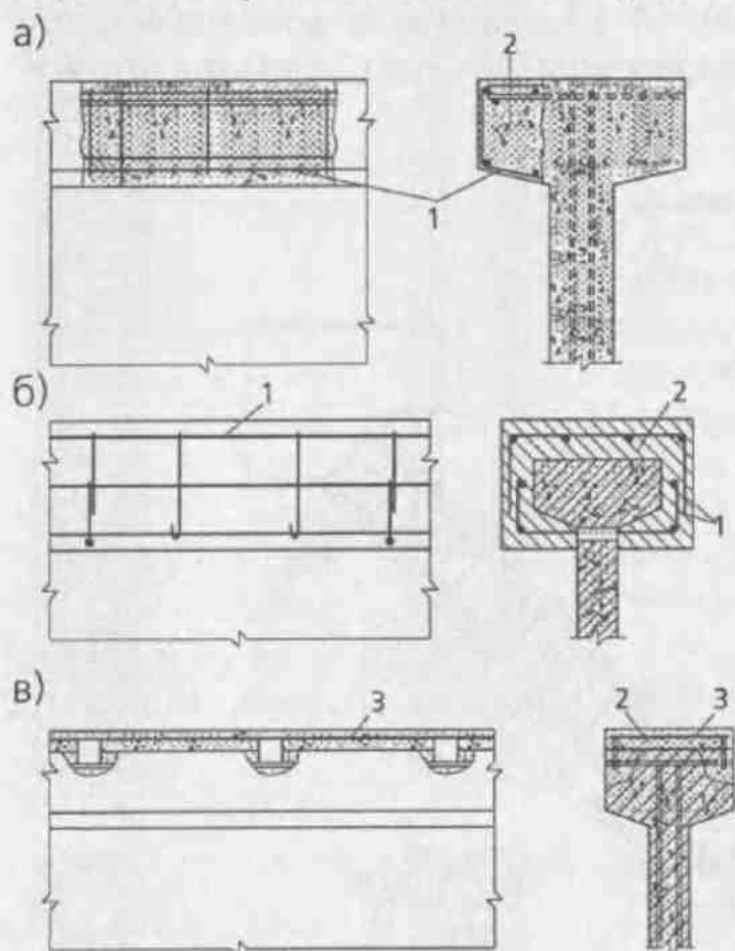


Рис. 7.9. Усиление сжатой полки балок:
а - заделка скоса в свесе полки;
б - трехстороннее наращивание верхней полки; в - наращивание полки по верху;
1 - дополнительный каркас; 2 - заделка бетоном на мелком щебне; 3 - каркас набетонки, связанный с верхней арматурой балки

Металлобетонная обойма обычно представляет собой два швеллера, охватывающих по бокам свесы верхней полки и прижатые к ним при помощи болтов (рис. 7.10.) Пространство между швеллерами под верхней гранью тщательно замоноличивается.

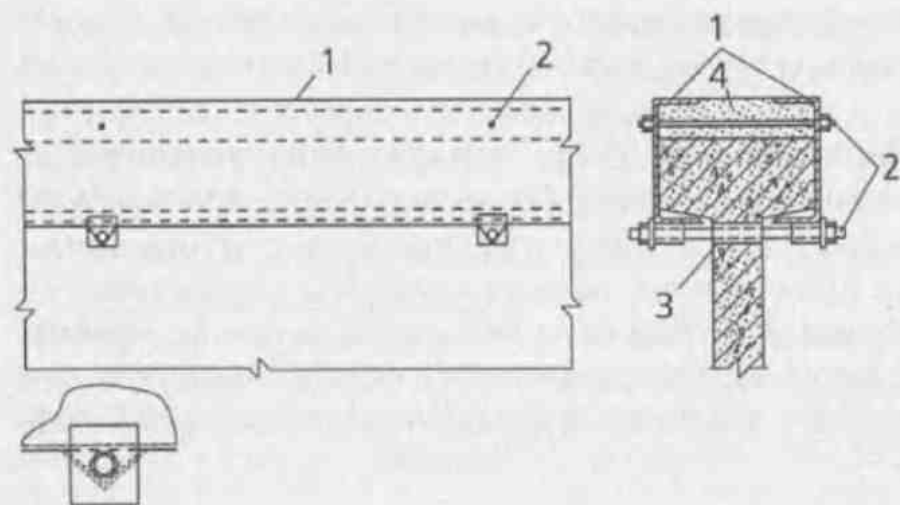


Рис. 7.10. Металлобетонная обойма: 1 - швеллеры; 2 - стяжные болты; 3 - отверстие для болта в стенке балки; 4 - монолитный бетон

Приопорные участки балок и опорные узлы ферм с недостаточной несущей способностью по поперечной силе усиливаются при помощи дополнительных напрягаемых хомутов, устанавливаемых по боковым поверхностям опорных участков (рис. 7.11). Напряжение хомутов осуществляется попарно при помощи натяжения болтов на резьбовых концах хомутов. При необходимости более значительного усиления опорных частей на их боковых поверхностях прикрепляются сетки и производится омоноличивание опор с дополнительным армированием.

Для усиления ригелей, балок, продольных ребер ребристых плит, нижних поясов или растянутых раскосов ферм применяют разного рода напрягаемые затяжки.

Для ригелей, балок и продольных ребер плит обычно применяют прямолинейные или шпренгельные затяжки из стержневой арматурной стали, располагаемые попарно по обеим сторонам усиливаемых конструкций (рис. 7.12). Усилие натяжения передается на торцы конструкций через устанавливаемые на них жесткие опорные детали. Напряжение затяжек до нужной

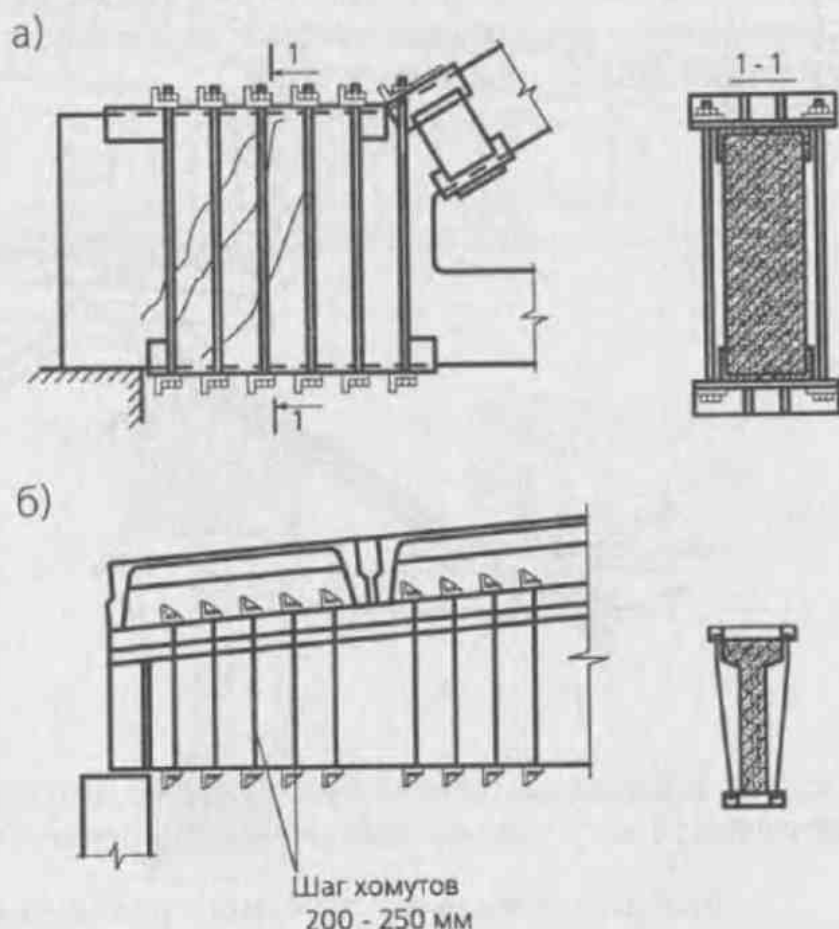


Рис. 7.11. Усиление опорной части конструкций наружными напрягаемыми хомутами: а - усиление опорного узла фермы; б - усиление опорной части балки

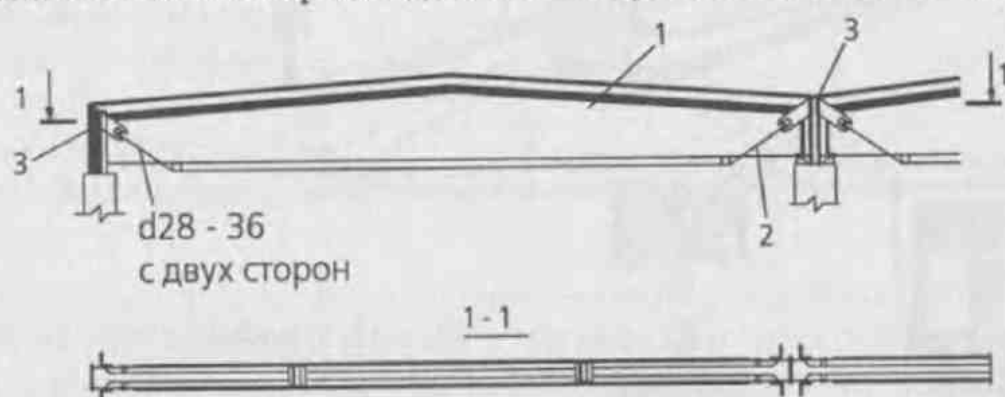


Рис. 7.12. Схема усиления балки напрягаемой шпренгельной затяжкой: 1 - усиливаемая балка; 2 - шпренгельная затяжка из двух арматурных стержней; 3 - торцевая упорная деталь

величины осуществляется либо непосредственно натяжением болтов на резьбовых окончаниях тяжей, либо посредством электронагрева и подтяжки провисших нагретых тяжей.

Нижние пояса ферм и растянутые раскосы ферм обычно усиливают прямолинейными нагретыми стержневыми затяжками. Стержни затяжек связываются с промежуточными узлами нижнего пояса специальными хомутами-фиксаторами (рис. 7.13).

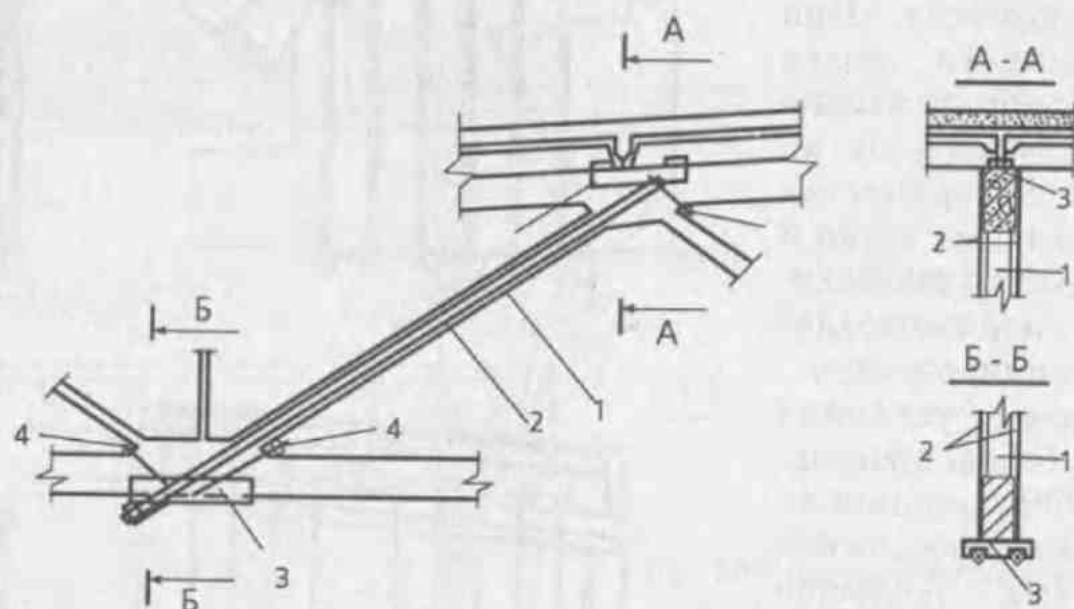


Рис. 7.13. Усиление растянутого раскоса фермы напрягаемой затяжкой: 1 - усиливаемый растянутый раскос; 2 - напряженная затяжка; 3 - упорные детали; 4 - фиксаторы

При повреждении пожаром различных участков и элементов конструкции на этой конструкции можно применять различные способы усиления. Например, может быть совмещено усиление сжатой полки балки и ее растянутой арматуры (рис. 7.14), усиление верхней полки балки и ее

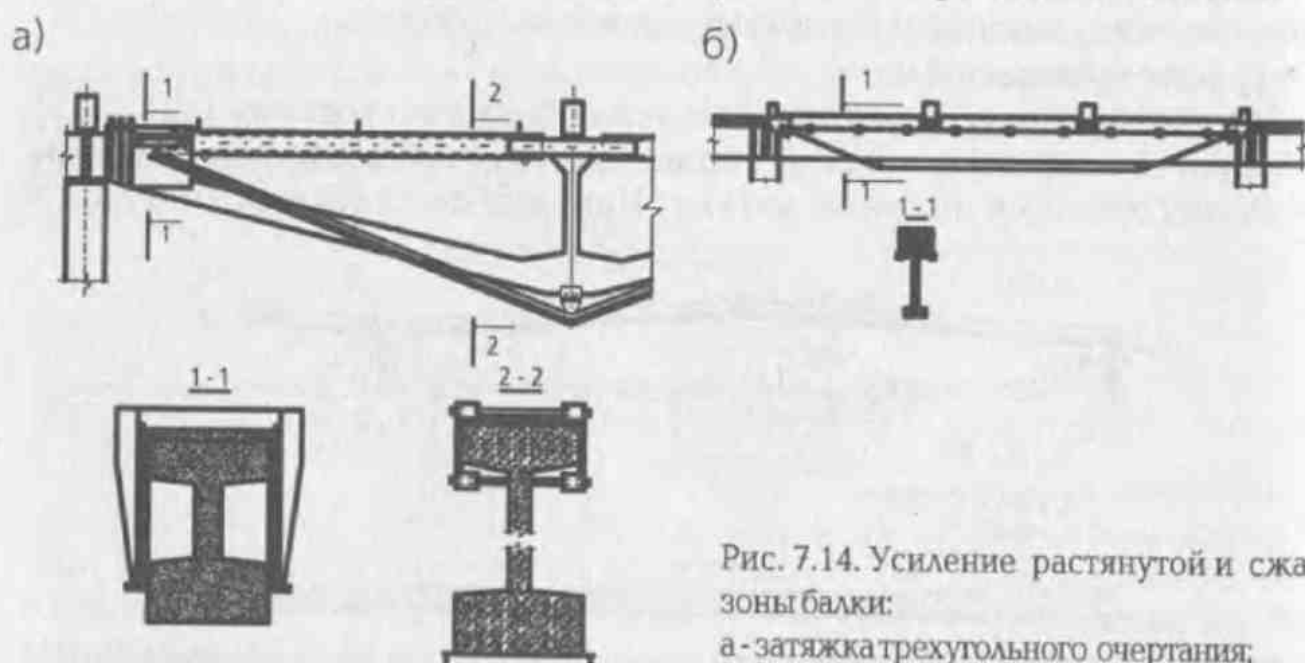


Рис. 7.14. Усиление растянутой и сжатой зоны балки:
а - затяжка трехугольного очертания;
б - шпренгельная затяжка

приопорной зоны (рис. 7.15), усиление верхнего сжатого и нижнего растянутого поясов фермы (рис. 7.16) и др.

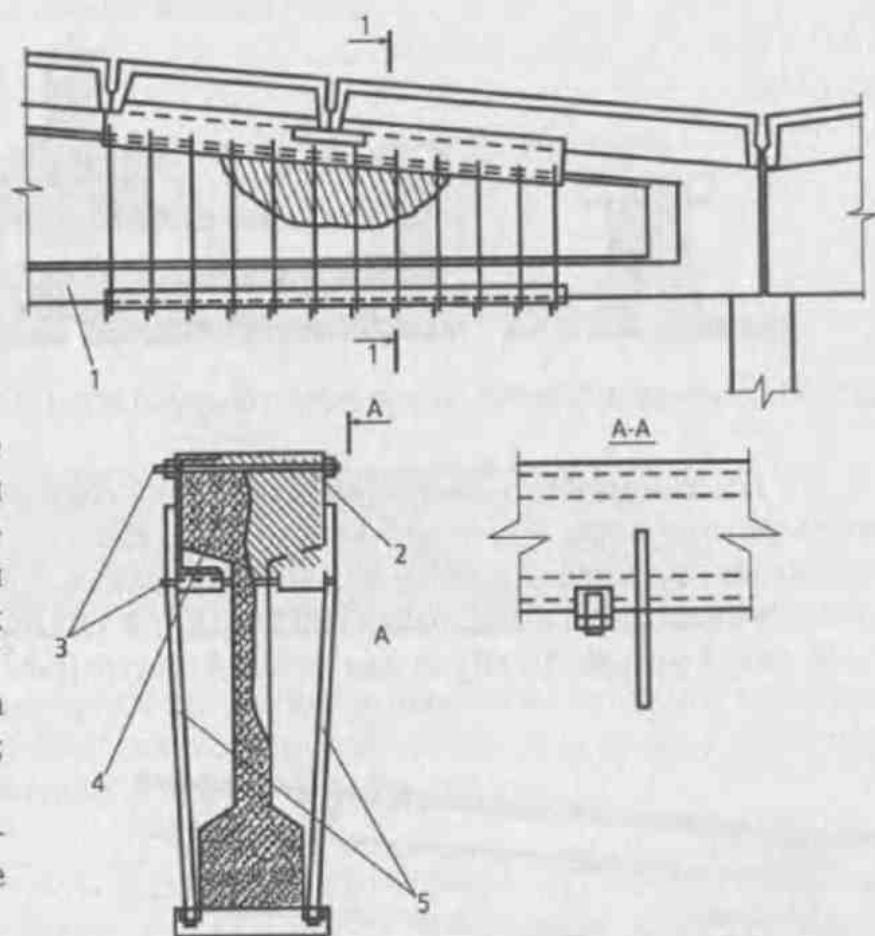
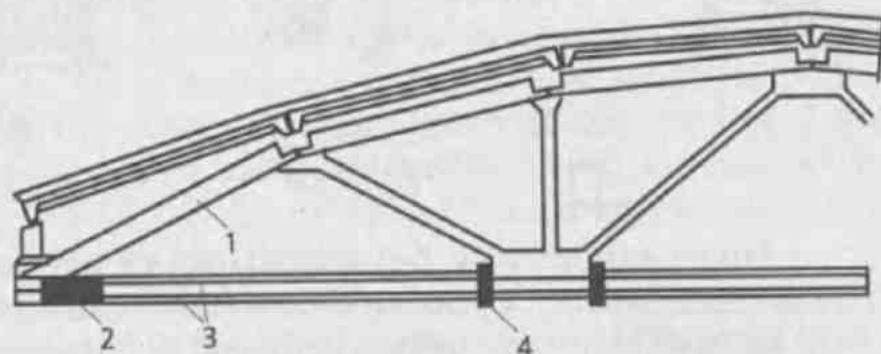


Рис. 7.15. Совместное усиление поврежденной сжатой полки балки местной металлобетонной обоймой с установкой дополнительных наружных хомутов:

1 - усиливаемая балка; 2 - обойма усиления верхнего пояса балки; 3 - стяжные болты; 4 - заполнение обоймы бетоном; 5 - напрягаемые наружные хомуты

Рис. 7.16. Совместное усиление верхнего сжатого и нижнего растянутого поясов фермы: 1 - усиление верхнего пояса фермы; 2 - упорная деталь на опоре фермы; 3 - напрягаемые затяжки; 4 - фиксаторы затяжки в узлах нижнего пояса



Опорные части продольных ребер ребристых покрытий и перекрытий при их разрушении и нарушении анкеровки растянутой арматуры на опорных ребрах при удовлетворительном состоянии ребер и рабочей арматуры в зоне изгиба могут быть усилены подведением двухконсольных балочных систем, позволяющих площадку приложения

опорной реакции перенести с края ребра в пролет, на расстояние, необходимое для обеспечения анкеровки растянутой арматуры в теле ребра с ненарушенной структурой бетона (рис. 7.17).

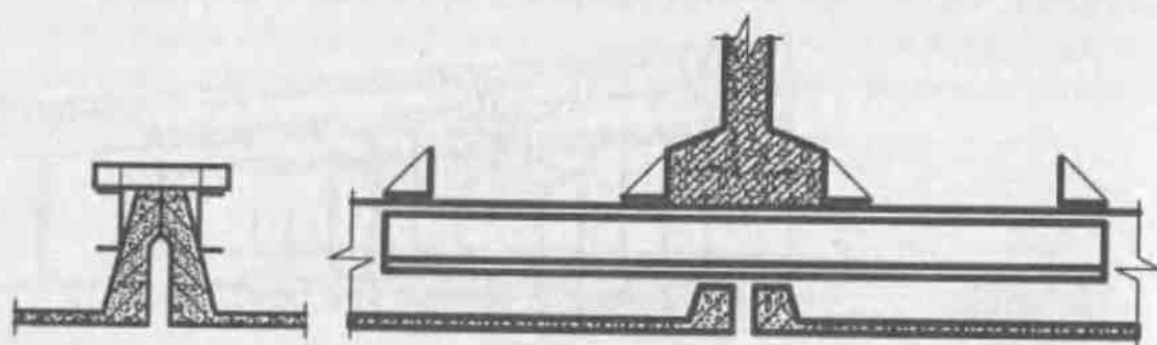


Рис. 7.17. Усиление ребристых плит перекрытий двухконсольными балочными системами

При значительных нарушениях сжатого бетона и ослаблении рабочей арматуры ребер ребристых плит, при невозможности их демонтажа и замены, снизу под плиту подводится заменяющая балочная конструкция из прокатных швеллеров или двутавров, способная воспринять всю нагрузку от аварийной плиты (рис. 7.18).

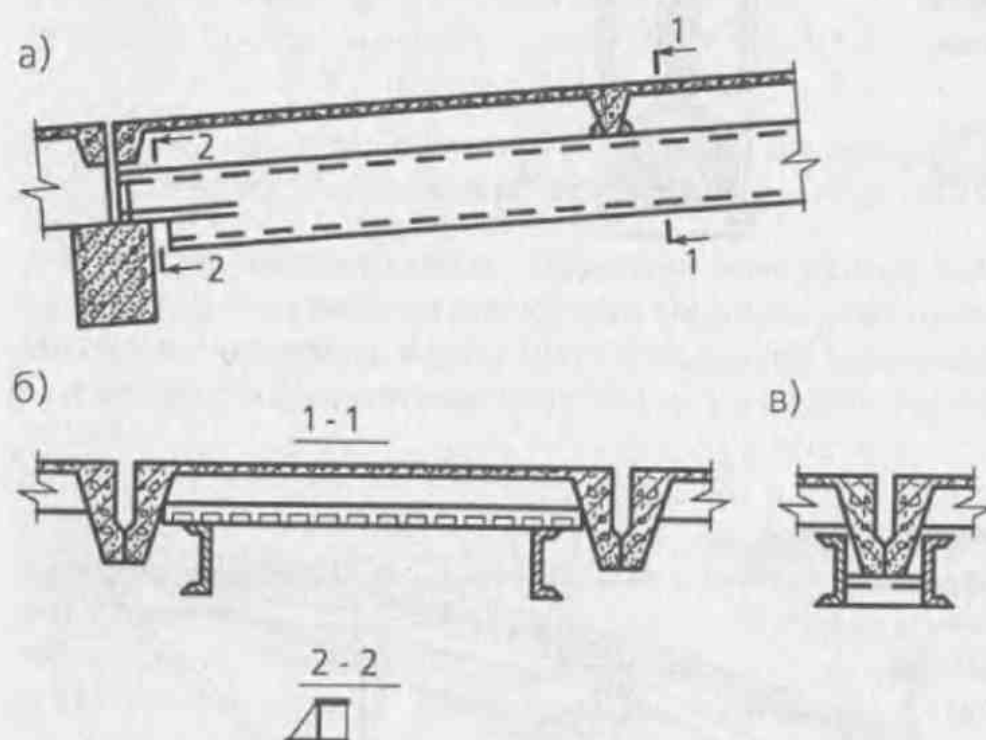


Рис. 7.18. Усиление ребристых плит, подведением металлических балок:
а - общий вид;
б - усиление обоих ребер плиты;
в - усиление смежных ребер рядом установленных плит

При разрушении бетона в полках ребристой плиты на всю ее толщину или при провисании сетки (нет сцепления рабочей арматурной сетки) на этих участках между ребрами необходимо полностью разобрать бетон, очистить и выровнять сетки, снизу подвести плоскую опалубку и тщательно замонолитить полки бетоном класса на ступень выше фактической прочности бетона плиты.

При разрушении бетона нижней полки многопустотной плиты с обнажением стержней рабочей арматуры и нарушением ее анкеровки

усиление конструкции может быть выполнено установкой в некоторые пустотные каналы через борозды, пробитые в верхней полке вдоль этих каналов, дополнительных арматурных каркасов и последующим заполнением этих каналов бетоном (рис. 7.19).

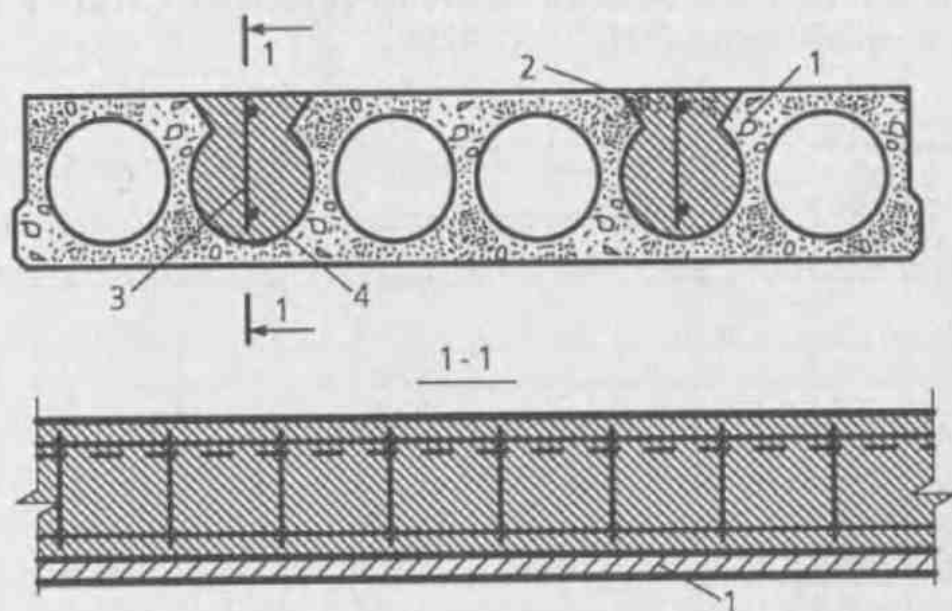


Рис. 7.19. Усиление многопустотных плит замоноличиванием дополнительных каркасов в пустотных каналах: 1-многопустотная панель; 2 - борозда, пробитая в полке вдоль пустотного канала; 3 - дополнительный арматурный каркас; 4 - монолитный бетон

Количество каркасов и замоноличиваемых пустотных каналов зависит от степени повреждения плиты и нагрузки на нее, что уточняется поверочным расчетом смежных несущих конструкций с учетом дополнительной нагрузки от веса замоноличенных участков.

Работы по усилению железобетонной конструкции должны производиться с учетом ее напряженно-деформированного состояния под нагрузкой. Возможно, что перед производством работ по усилению конструкции возникнет необходимость разгрузить ее или подвести под нее страховочные подпорки и крепления. В местах приварки дополнительной арматуры удаляют защитный слой бетона и обнажают продольные стержни арматуры до половины площади их сечения. Удаление защитного слоя бетона со стороны растянутой зоны не оказывает существенного влияния на прочность, если армирование выполнено без стыков внахлестку. Удаление же защитного слоя со стороны сжатой зоны всегда вызывает временное снижение прочности конструкции.

Для обеспечения сцепления нового бетона со старым поверхность старого бетона специально готовится. С его поверхности удаляются отстающие и поврежденные куски бетона, пыль и т.п. Затем поверхность старого бетона насекается и обрабатывается металлической щеткой. После установки арматуры поверхность старого бетона промывают струей воды под напором и поддерживают во влажном состоянии. Непосредственно перед бетонированием с поверхности старого бетона удаляют оставшуюся

воду. В первые дни после бетонирования бетон ежедневно увлажняют поливкой водой, что способствует снижению возможности образования трещин.

Восстановленные и усиленные железобетонные конструкции должны отвечать требованиям соответствующих СНиП и ГОСТов, в частности, требованиям СНиП 21-01-97[3].

Значение Гауссового интеграла ошибок

X	erfX	X	erfX	X	erfX	X	erfX
0,00	0,0000	0,50	0,5205	1,00	0,8427	1,50	0,9661
0,02	0,0216	0,52	0,5379	1,02	0,8508	1,52	0,9684
0,04	0,0451	0,54	0,5549	1,04	0,8586	1,54	0,9706
0,06	0,0676	0,56	0,5716	1,06	0,8661	1,56	0,9726
0,08	0,0901	0,58	0,5879	1,08	0,8733	1,58	0,9745
0,10	0,1125	0,60	0,6039	1,10	0,8802	1,60	0,9763
0,12	0,1348	0,62	0,6194	1,12	0,8868	1,62	0,9780
0,14	0,1569	0,64	0,6346	1,14	0,8931	1,64	0,9796
0,16	0,1790	0,66	0,6494	1,16	0,8991	1,66	0,9811
0,18	0,2009	0,68	0,6638	1,18	0,9048	1,68	0,9825
0,20	0,2227	0,70	0,6778	1,20	0,9103	1,70	0,9838
0,22	0,2443	0,72	0,6914	1,22	0,9155	1,72	0,9850
0,24	0,2657	0,74	0,7047	1,24	0,9205	1,74	0,9861
0,26	0,2869	0,76	0,7175	1,26	0,9252	1,76	0,9872
0,28	0,3079	0,78	0,7300	1,28	0,9297	1,78	0,9882
0,30	0,3286	0,80	0,7421	1,30	0,9340	1,80	0,9891
0,32	0,3491	0,82	0,7538	1,32	0,9381	1,90	0,9928
0,34	0,3694	0,84	0,7651	1,34	0,9419	2,00	0,9953
0,36	0,3893	0,86	0,7761	1,36	0,9456	2,10	0,9970
0,38	0,4090	0,88	0,7867	1,38	0,9460	2,20	0,9981
0,40	0,4284	0,90	0,7969	1,40	0,9523	2,30	0,9989
0,42	0,4475	0,92	0,8068	1,42	0,9554	2,40	0,9993
0,44	0,4662	0,94	0,8163	1,44	0,9583	2,50	0,9996
0,46	0,4847	0,96	0,8254	1,46	0,9611	2,60	0,9998
0,48	0,5027	0,98	0,8312	1,48	0,9637	2,70	0,9999

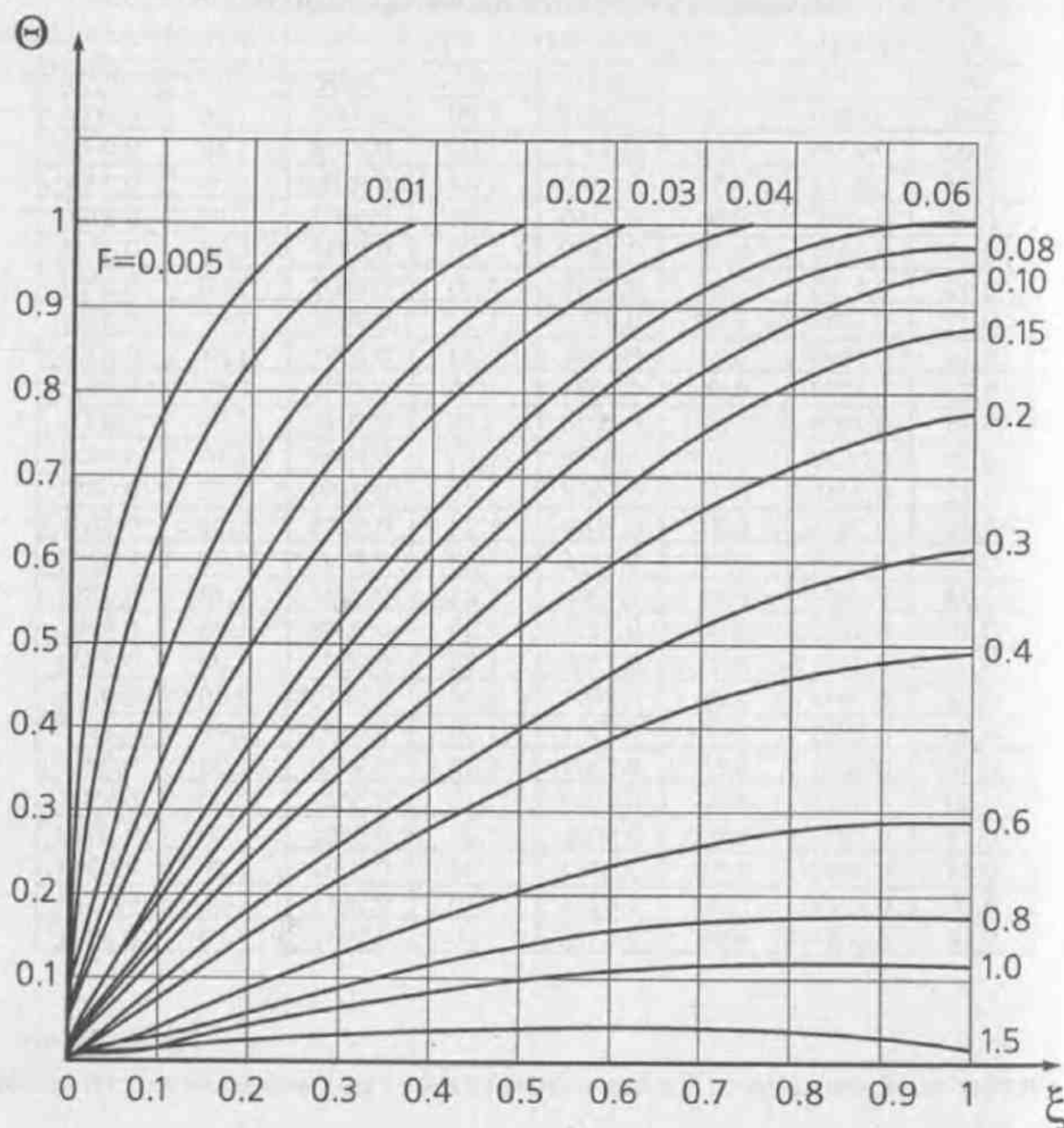
Значение коэффициента K в зависимости от средней плотности бетона

Средняя плотность бетона, кг/м ³	1000	1500	2000	2300	2450
Коэффициент K, ч ^{1/2}	0,55	0,58	0,6	0,62	0,65
Коэффициент K, с ^{1/2}	33,0	34,8	36,0	37,2	39,0

Значение коэффициента K_1 в зависимости от плотности ρ_{oc} сухого бетона

ρ_{oc} , кг/м ³	500 и менее	800	1100	1400	1700	2000 и более
K_1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,7	0,5

Кривые распределения относительной избыточной температуры Θ в неограниченной пластине



Температура в середине неограниченной пластины θ_u

$F_0/4$	θ_u	$F_0/4$	θ_u	$F_0/4$	θ_u
1	2	3	4	5	6
0,001	1,0000	0,047	0,7941	0,093	0,5084
0,002	1,0000	0,048	0,7868	0,094	0,5034
0,003	1,0000	0,049	0,7796	0,095	0,4985
0,004	1,0000	0,050	0,7723	0,096	0,4936
0,005	1,0000	0,051	0,7651	0,097	0,4887

Приложение 5(продолжение).

1	2	3	4	5	6
0,007	1,0000	0,053	0,7508	0,099	0,4792
0,008	0,9998	0,054	0,7437	0,100	0,4745
0,009	0,9996	0,055	0,7367	0,102	0,4652
0,010	0,9992	0,056	0,7297	0,104	0,4561
0,011	0,9985	0,057	0,7227	0,106	0,4472
0,012	0,9975	0,058	0,7158	0,108	0,4385
0,013	0,9961	0,059	0,7090	0,110	0,4299
0,014	0,9944	0,060	0,7022	0,112	0,4215
0,015	0,9922	0,061	0,6955	0,114	0,4133
0,016	0,9896	0,062	0,6888	0,116	0,4052
0,017	0,9866	0,063	0,6821	0,118	0,3973
0,018	0,9832	0,064	0,6756	0,120	0,3895
0,019	0,9794	0,065	0,6690	0,122	0,3819
0,020	0,9752	0,066	0,6626	0,124	0,3745
0,021	0,9706	0,067	0,6561	0,126	0,3671
0,022	0,9657	0,068	0,6498	0,128	0,3600
0,023	0,9605	0,069	0,6435	0,130	0,3529
0,024	0,9550	0,070	0,6372	0,132	0,3460
0,025	0,9493	0,071	0,6310	0,134	0,3393
0,026	0,9433	0,072	0,6249	0,136	0,3326
0,027	0,9372	0,073	0,6188	0,138	0,3261
0,028	0,9308	0,074	0,6128	0,140	0,3198
0,029	0,9242	0,075	0,6068	0,142	0,3135
0,030	0,9175	0,076	0,6009	0,144	0,3074
0,031	0,9107	0,077	0,5950	0,146	0,3014
0,032	0,9038	0,078	0,5892	0,148	0,2955
0,033	0,8967	0,079	0,5835	0,150	0,2897
0,034	0,8896	0,080	0,5778	0,152	0,2840
0,035	0,8824	0,081	0,5721	0,154	0,2785
0,036	0,8752	0,082	0,5665	0,156	0,2731
0,037	0,8679	0,083	0,5610	0,158	0,2677
0,038	0,8605	0,084	0,5555	0,160	0,2625
0,039	0,8532	0,085	0,5500	0,162	0,2574
0,040	0,8458	0,086	0,5447	0,164	0,2523
0,041	0,8384	0,087	0,5393	0,166	0,2474
0,042	0,8310	0,088	0,5340	0,168	0,2426
0,043	0,8236	0,089	0,5288	0,170	0,2378
0,044	0,8162	0,090	0,5236	0,172	0,2332
0,045	0,8088	0,091	0,5185	0,174	0,2286
0,046	0,8015	0,092	0,5134	0,176	0,2241

Расчетные значения коэффициента $\gamma_{s,tem}$, учитывающего снижение расчетного (R_{su} , R_{scu}) сопротивления арматурных стержней в зависимости от температуры их нагрева в напряженном состоянии

№№ пп	Наименование, класс и марка арматурной стали	Коэффициент $\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$ при температуре нагрева в °С																
		100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
1.	Горячекатанная круглая (гладкая) сталь класса А-I, марки Ст.3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,83	0,66	0,51	0,37	0,24	0,15	0,09	0,05		
2.	Горячекатанная периодиче- ского профиля сталь класса А-II, марки Ст.5;	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,76	0,52	0,36	0,23	0,16	0,1	0,06		
	марки Ст. 10ГТ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,85	0,66	0,49	0,34	0,21	0,13	0,13	0,04		
	Горячекатанная низколегиро- ванная круглая (гладкая) сталь марки Ст. 10ХНДП;	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,84	0,625	0,41	0,25	0,13	0,07	0,03	0,01		
3.	Периодического профиля сталь класса А-III:	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,98	0,79	0,625	0,46	0,30	0,18	0,09	0,05		
	марки Ст. 25Г2С;	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,84	0,625	0,47	0,30	0,17	0,08	0,04		
	марки Ст. 35ГС	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,84	0,625	0,47	0,30	0,17	0,08	0,04		
4.	Горячекатанная периодиче- ского профиля упрочнен- ная вытяжкой сталь класса: А-IIв, марки Ст.5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,99	0,82	0,625	0,405	0,24	0,12	0,065	0,03	0,01		
	А-IIв, марки Ст. 25Г2С	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,91	0,70	0,49	0,33	0,20	0,13	0,07	0,03		
	А-IIIв, марки Ст. 35ГС	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,95	0,73	0,51	0,35	0,22	0,15	0,09	0,05		
5.	Горячекатанная низколегиро- ванная, периодического профиля сталь класса: А-IV, марки Ст.80С	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,97	0,81	0,64	0,50	0,35	0,21	0,10	0,05	0,02		

Приложение 6(продолжение).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
6.	A-IV, марки Ст.30ХГ2С	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,84	0,66	0,50	0,35	0,22	0,14	0,08	0,03
	A-IV, марки Ст.20ХГ2Ц	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,86	0,67	0,48	0,31	0,19	0,11	0,05	0,02
	A-V, марки Ст.23Х2Г2Т	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,97	0,79	0,625	0,40	0,23	0,11	0,06	0,03	0,01
	Термически упроченная периодического профиля сталь класса: Ат-V	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,69	0,38	0,15	0,05	0,01	0	0
	Ат-VI	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,84	0,625	0,37	0,18	0,08	0,04	0,02	0,01	0
	Ат-VII	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,88	0,625	0,43	0,25	0,13	0,07	0,04	0,02	0

Приложение 7.

Значение коэффициента продольного изгиба для нагретых колонн $\varphi_{\text{кр}}$

t_a/b_a	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
$\varphi_{\text{кр}}$	1,0	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44

Таблица результатов предварительного обследования

№№ пп	Обследуе- мые части здания (оси, этаж)	Полностью разрушен- ные конст- рукции (перечислить с указанием характера разрушения)	Частично разрушенные конструкции (перечислить с указанием характера разрушения)	Вывод о необходи- мости демонтажа или усиления кон- струкций для даль- нейшего их обсле- дования, возмож- ность нахождения людей на конструк- циях или под ними	Вывод о возмоз- ности нахож- дения людей в обследо- ванной зоне
1	2	3	4	5	6

Подпись членов комиссии

Дата

УТВЕРЖДАЮ
Директор предприятия

(Ф.И.О.)

« _____ » _____ 200 _____ г.

АКТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ

1. Ф.И.О. должность членов комиссии, выполнивших обследование.
2. Наименование здания, краткое описание его конструктивного решения (размеры в плане, высота, количество этажей, конструкция и материал несущих и ограждающих основных конструкций; конструктивная схема).
3. Время обнаружения пожара, начало и продолжительность его интенсивного горения, максимальная, средняя температура в помещении во время пожара, место нахождения очага пожара, средства тушения пожара (из акта о пожаре).
4. Натурные данные о длительности пожара, максимальной температуре пожара.
5. Части здания, помещения (оси, этаж), которые необходимо немедленно оградить и в которые не допускаются люди (указать время окончания работ по устройству ограждения, ответственных, назначить охрану).
6. Вывод о необходимости приглашения специалистов для детального обследования.
7. Перечень конструкций, которые необходимо демонтировать или усилить на период детального обследования (указать время окончания работ и ответственных).
8. Перечень мест, где необходимо сделать подмости, поставить осветительную аппаратуру для выполнения детального обследования (указать время окончания работ и ответственных).
9. Вывод о состоянии электрической проводки, газовой и водопроводной сетей и необходимости принятия дополнительных мер по технике безопасности, пожарной безопасности, санитарии и проведения аварийных работ.

Приложение. Таблица результатов предварительного обследования.

Подписи членов комиссии

Дата

Температуры изменения вида и формы отдельных предметов

Конструкции или их части, предметы	Материал, из которого изготовлены конструкции или их части, предметы	Характеристика изменения внешнего вида и формы	Температура, °С, при которой произошло изменение внешнего вида, формы предмета или части конструкций
Элементы зачеканки стыков, гидроизоляционные прокладки, обмотки кабеля	Свинец	Скрутление углов или образование капель	300-500
Элементы пайки, гальванизированные предметы	Цинк	Образование капель	400
Небольшие детали машин, фурнитура туалетов, детали строительных конструкций, посуда	Алюминий и его сплавы	То же	650
Стекланные блоки, бутылки, кувшины	Отливки из стекла	Размягчение или слипание	700-750
		Округление	750
		Потеря формы	800
Оконное стекло, пластины, армированное стекло	Листовое стекло	Размягчение или слипание.	700-750
		Округление.	800
		Потеря формы.	850
Украшения, столовые принадлежности, монеты	Серебро	Скрутление углов или образование капель	950
Фурнитура дверей, мебели, ламп	Латунь	Скрутление углов или образование капель	900-1000
Рампы, люстры, ручки	Бронза	То же	1000
Электрические провода, монеты	Медь	"	1100
Трубы, радиаторы, основания под машины	Литой чугун	Образование капель	1100-1200
Строительные конструкции	Бетон	Оплавление	1500-1600
То же	Металл	Большие деформации	550-600
То же	Бетон с заполнителями из силикатных пород	Разрушение с увеличением объема	572
То же	То же, из карбонатов кальция и карбонатов магния	Полная диссоциация	900
		То же	400-500
То же	То же, керамика	Оплавление	1100-1200

Температуры оплавления материалов

Материал	Температура плавления, °C
Стекло	760-870* (1500**)
Медь	860-980
Цинк, олово	400
Алюминий	610-810
Сталь	1300-1470
Чугун	1100-2100
Ковкое железо, сварное железо	1500-1940

* Температура размягчения.

** Температура плавления.

Факторы и характеристики состояния железобетонных конструкций после пожара

Контролируемый фактор	Качественная и количественная характеристики фактора при состоянии конструкции			
	I	II	III	IV
1	2	3	4	5
Колонны				
Сажа и копоть	Есть местами	Нет	Нет	Нет
Изменение цвета бетона	Нет	До розового	До розового или темно-желтого	До темно-желтого
Отколы бетона	Нет	Один-два небольших размером не более 15х15 см и глубиной менее толщины защитного слоя	Большее двух таких же, как в состоянии II	Большее по площади и глубине, чем в состоянии III
Оголение рабочей арматуры	Нет	Нет	На глубину не более толщины защитного слоя	На глубину больше толщены защитного слоя с оголением всего периметра арматуры
Оставание поверхностных (1-3 см) слоев бетона от остатальной массы конструкции (высокий звук при простукивании)	Местами (до 3 шт.) на площади не более 10 см ² каждое	То же, что в состоянии I на площади не более 30 см ² каждое	То же, что в состоянии II на площади не более 50 см ² каждое	Полностью по всей поверхности
Количество стержней арматуры, оголенных и выступающих из плоскости конструкции	Нет	Нет	Не более одного стержня	Более одного стержня
Трещины в бетоне	Нет	Сетка микротрещин на поверхности	Сетка микротрещин и макротрещины (1-2 трещины длиной не более 30 см)	Большое количество микротрещин и макротрещины длиной более 30 см
Смещение конструкции	Нет	Нет	Возможное	Есть

1	2	3	4	5
Плиты перекрытий и покрытий				
А. Железобетонные сплошные плиты				
Саж и копоть	В отдельных местах или отсутствуют	В отдельных местах	Все покрыто	Нет
Изменение цвета бетона	Нет	Нет	До розового	До темно-желтого
Отколы бетона	Один - пять небольших по площади до 15 см ² каждый глубиной до 2 см	Не более десяти площадью 30 см ² каждый глубиной до 3 см, несквозные	То же, что в состоянии II, но сквозные	Более десяти площадью более 100 см ² каждый, сквозные
Отопление рабочей арматуры	Нет	На длине не более 10%	На длине более 10%, но менее 40%, за исключением зоны анкерования	По всей длине или у опоры на длине зоны анкерования
Сцепление арматуры	Есть	Есть в зоне анкерования арматуры	Есть в зоне анкерования арматуры	Нарушение в зоне анкерования арматуры
Б. Железобетонные ребристые плиты				
Саж и копоть	В отдельных местах или отсутствуют	В отдельных местах	Покрывается вся полка	Нет
Отколы бетона	Нет	Есть на ребрах глубиной не более толщины защитного слоя, кроме зоны анкерования	Есть на ребрах, отдельные в плите площадью не более 1/2 площади плиты	Есть в зоне анкерования арматуры и сквозные в плите площадью более 1/2 площади плиты
Сцепление арматуры с бетоном	Есть	Есть	Есть только в зонах анкерования арматуры	Нет
Отопление рабочей арматуры	Нет	Одно-два места не более 1/5 пролета, кроме анкеровки	То же, что во II состоянии, но не более 1/2 пролета	В зоне анкерования
Прогиб	Нет	Нет	В пределах допустимого нормами	Более, чем допускается нормами
Подвесной потолок	Частично разрушен	Полностью разрушен	Полностью разрушен	Полностью разрушен

1	2	3	4		5
			Балки		
Сажка и копыт	В отдельных местах	Покрyты полностью	Нет	Нет	Нет
Изменение цвета бетона	Нет	До розового	До темно-желтого	До темно-желтого или серого	
Отколы бетона	Нет	Отколы углов, но на глубину не более чем до арматуры	Существенные с нижней поверхности на глубину не более толщины защитного слоя, кроме зоны анкеровки арматуры	Как в состоянии III, но на глубину более толщины защитного слоя и в зоне анкеровки	
Оголение арматуры	На длине не более 20 см	Наружные края угловых стержней	Рабочие стержни на длине более 50% пролета балки	Почти вся рабочая арматура	
Оставание поверхностных (1-3 см) слоев бетона от остальной массы конструкции (низкий звук при простукивании)	Нет	Снизу кроме зоны анкеровки арматуры	По большей части поверхности, кроме зоны анкеровки арматуры	По большей части поверхности, включая зону анкеровки арматуры	
Количество стержней арматуры, оголенных и выступающих из плоскости конструкций	Нет	Нет	Не более одного стержня	Более одного стержня	
Микротрещины в бетоне	Нет	Поверхностные (глубиной не более 1-2 см)	Поверхностные (глубиной не более толщины защитного слоя)	Более глубокие, чем в III состоянии	
Макротрещины	Поперек оси в растянутой зоне с шириной раскрытия не более допускаемой нормами	То же, что в состоянии I, но шириной раскрытия не более 0,5 мм	То же, что в состоянии I, но шириной раскрытия более 0,5 мм. Продольные в зоне анкеровки арматуры	Больше, чем в состоянии III и в зоне анкеровки	

1	2	3	4	5
Дополнительный прогиб от теплового воздействия или перелом продольной оси	Нет	Нет	Прогиб не больше допустимого нормами, но не более 0,5 мм; перелома оси нет	Прогиб больше допустимого нормами или перелом в оси
Выход				
Выводы о ремонте и восстановлении конструкций	Косметический ремонт	Местный мелкий ремонт по восстановлению целостности конструкции	Дополнительное детальное обследование конструкции. Значительный ремонт, усиление или отнесение конструкции к состоянию II или IV	Немедленная разгрузка конструкции, запрет пребывания людей над или под конструкциями, замена новой

ПОЖАРНАЯ НАГРУЗКА

Таблица 1.

Пожарная нагрузка в производственных зданиях и сооружениях

Средняя пожарная нагрузка, МДж/м ²	Назначение помещения
1	2
8400	Склад угля
4800-4200	Помещения для производства лаков и красок.
3360	Производство синтетических смол, пропитка дерева.
2520	Производство вспененных синтетических материалов, чулочное.
1680	Производство паркета, воска для натирки полов, толя, мукомольное (без склада), кормов. Упаковка и отправка печатной продукции. Смешивание лаков и красок. Холодные камеры.
1260	Производство клеев, мастик, шпаклевок, замазок, свечей, изделий из воска, штор, защитных экранов, деревянных бочек, ящиков макаронных изделий, пищевых масел, жиров Ванны маслозавода. Переплетная мастерская. Помещение сушки овощей. Цех горячей вулканизации. Промежуточный склад для отгрузки лакокрасочных изделий и мастик, макаронных изделий.
840	Производство бытовых холодильников, плиток из синтетических смол, изделий из синтетических материалов автомобильной отделкой (сиденья, обивка), авторезины, клепки, щиток, картонных ящиков, целлулоида, фанеры, обуви, полиграфических красок, деревянных оконных рам, лыж, искусственной кожи, дегтя, белья, сливочного масла, какао. Кораблестроительная верфь. Картонажная фабрика. Плотницкая мастерская, столярная мастерская. Стекольный завод. Сушильная печь для черепицы. Холодильник для ацетилена в бутылках. Обработка древесины, древесных плит, синтетических материалов, бумаги, бытовых материалов. Распиловка лесоматериалов. Резьба по дереву. Сушка древесины. Аппретирование бумаги. Сварка синтетических материалов. Промежуточный склад для отгрузки продовольственных продуктов, пищевых масел и жиров, аккумуляторов, изделий, горючих материалов, пищевых продуктов

1	2
420	Производство оружия, брезента, электрических обмоток, кабеля, каучука, канатов, электроаппаратуры, трансформатором, обмотки трансформатором, люминесцентных ламп, электромоторов, сухих батарей, нетканых материалов, кожаных изделий, кожаное, тележное, деревянных дверей, фанеры, картонное, ткацкое, бочарное, бытовых приборов, машин, аппаратов, весов, обувное, предметов ухода за обувью, шляп, резиновых изделий, сукна, прядильное, швейное, ниток, искусственного волокна, часов (сборка), матрацев, деревянной и металлической мебели, стиральных порошков, покрытий для полов, обоев, зонтов, вязальных изделий, тканей из натурального шелка, джутовых тканей, вышивальное, чулочно-вязальное, перевязочных материалов, постельных принадлежностей, косметических изделий, игрушек, плетеных изделий из тростника, плетеных изделий, мешков, искусственных цветов, спичек, этикеток, ярлыков, табачное, пищевых продуктов, крепких спиртных напитков и ликера, конфет, экстракта кофе, вафель. Бисквитная фабрика. Мебельная фабрика (без склада готовой продукции), котельная. Предприятия электропромышленности. Химическая промышленность. Типография. Лесопильный завод (без склада). Красильный цех. Химическая лаборатория. Фотолаборатория. Фотоателье. Зубоврачебная лаборатория. Стенд для испытания изделий текстильной промышленности. Модельная мастерская (столярная). Машинный зал, столярная мастерская. Окраска мебели и др. Шорная мастерская. Сварочный цех. Окраска ковровых изделий. Окраска стекла. Окраска металла и дерева (пистолетом). Токарные работы по дереву. Закалочное отделение. Резка искусственной кожи. Раскрой текстиля. Штамповка изделий из искусственной кожи. Намотка ниток. Обрезание слитков (металлургическая промышленность). Обработка искусственной кожи, искусственного волокна, пробки. Подготовка текстильных материалов и бумаги. Ателье меховое, по ремонту мягкой мебели, мелкого ремонта, утюжки одежды и др. Химическая чистка. Студия радиовещания. Киностудия. Телестудия. Обработка информации. Закусочная-кафе. Разгрузочная площадка с товарами. Сборка автомобилей, мотоциклов. Ремонт автомобилей, электронной аппаратуры, часов. Упаковка шоколада, медикаментов, негорючих материалов и изделий. Отправка изделий из стекла, малых изделий из дерева, напитков

1	2
168	Производство автомобильных кузовов, самолетов, мотоциклов, металлургическое, гальванопластическое, шарикоподшипников, изделий из листового железа, вагонов, оборудования для телефонных станций, сантехнического оборудования, химических удобрений, оптических приборов, изделий точной механики металлоизделий, инструмента, изделий из стекла, керамическое, офорт (на стекле), кухонных плиток, фарфора, гончарное и керамическое, художественных изделий из керамики, военных изделий из керамики, ювелирное, игрушек (несгораемых), медикаментов, столовых приборов, мыла, хлебопекарное (печи), хрустящего картофеля, сыроваренное, сгущенного молока, порошкового молока, сидра (включая склад тары) Сборочный цех авиационного завода. Механический цех. Слесарная мастерская. Токарная мастерская. Винокурный завод (горючие материалы). Молочный завод. Стенд для испытания электроаппаратуры. Ювелирная мастерская. Закусочная (жареные изделия). Лаборатории: бактериологическая, металлургическая, рентгеновская, физическая, электрическая. Шпатлевка металла. Металлообработка. Шлифовка дерева. Прессование черепицы. Лакировка мебели. Обработка искусственного шелка. Аппретирование тканей. Обработка металла фрезерованием алюминия, стекла. Окраска автомобилей, машин и пр. Отправка жестяных изделий
84	Производство кислот, листового железа, алюминия, цемента и изделий из него, чугуна, кузнечное, станкостроительное, глины, черепичной глины, древесных плит, волоочильное, стекольное, жестяное, несгораемых шкафов, металлических ящиков, ламп, никелирования, часовое (заготовки), зеркал, искусственных драгоценных камней, пищевого льда, уксуса, специй, безалкогольных напитков Стенд для испытания машин. Телефонная станция Лакировочное оборудование. Бытовые помещения Лощение бумаги. Пивоваренный завод. Винокурный завод. Винные погреба. Шлифовка металла Сварка металла. Обработка камня

Таблица 2.

Пожарная нагрузка в складских помещениях

Средняя пожарная нагрузка, МДж/м ²	Материал, который хранится на складе
1	2
26560	Каучук сырой
25200	Мешки из синтетических материалов
18900	Масла смазочные. Жир пищевой. Масло пищевое и техническое в бочках
13860	Мука, зерно в насыпанном состоянии. Мешки бумажные
9350	Уголь. Бумага в рулонах (укладка по горизонтали). Продукция печатная в поддонах. Молоко-порошок. Мука в мешках. Сахар.

1	2
5760	Газ сжиженный в бутылках. Материалы синтетические (сырье). Смола синтетическая в бочках. Балки и элементы перекрытий, деревянные. Элементы покрытия для полов из органических материалов. Двери из синтетического материала. Плиты древесные. Лесоматериал неошкуренный. Фанера. Картон листовой в штабелях. Изделия резиновые. Воск для натирки полов. Зерновые в мешках. Патока в бочках. Масло сливочное.
2940	Смола синтетическая в плитках. Растворители. Лаки очищенные. Лаки (сырье). Гудрон. Асфальт в бочках. Картон гидронированный (толь). Резина пористая в блоках. Краска полиграфическая в бочках. Целулоид. Воск. Изделия из воска. Клеи. Материалы для чистки обуви. Предметы ухода за обувью. Отходы текстильной промышленности (тряпки, лоскуты и пр.). Дрова. Фанера, стружка деревянная. Отходы древесные. Книги. Макулатура бумажная в тюках. Корма и фураж. Продукты пищевые. Кофе сырой (необжаренный). Шоколад. Сыр. Изделия табачные
1470	Аккумуляторы. Банки аккумуляторные из синтетического материала. Материалы синтетические вспененные. Издания из синтетического материала. Бочки из синтетического материала пустые. Нитроцеллюлоза влажная в бочках. Краска полиграфическая в бидонах. Лаки в бидонах. Мастики и замазки. Вещества химические (смеси). Резина автомобильная. Резина пористая в рулонах. Поролон в рулонах. Материалы строительные. Двери деревянные. Изделия деревянные. Мебель различная. Бочки деревянные пустые. Поддоны деревянные. Формы для производства обуви. Игрушки. Картон гофрированный. Оборудование и принадлежности конторские. Продукция печатная на стеллажах. Материал упаковочный. Изделия писчебумажные. Изделия из бумаги. Документация (архивная). Пробка. Пробковые изделия. Пенька. Джут. Волокно растительное. Волокно кокосовое. Хлопок в тюках. Лен. Нить текстильная. Изделия текстильные (тканые). Ткань. Полотно льняное. Отходы текстильные. Тряпье, лоскуты. Материалы перевязочные. Изделия веревочные. Шпагат упаковочный. Вата. Солома. Сено в связях. Изделия меховые. Одежда меховая. Изделия ковровые. Изделия трикотажные. Ткани шелковые. Шелк искусственный. Кожа искусственная. Изделия из искусственной кожи. Декорации театральные. Семена. Хмель. Продукты продовольственные. Продукты пищевые. Сухари, галеты, печенье. Сладости. Изделия макаронные. Хлопья картофельные. Напитки спиртные (крепкие). Табак (сырье). Спички.
504	Емкости из синтетических материалов. Холодильники бытовые. Камеры холодильные с различными товарами. Батареи сухие. Изделия из поролон. Мешки джутовые. Изделия картонные. Катушки деревянные для кабеля. Ящики деревянные. Изделия из картона. Щетки, метлы. Изделия косметические. Реагенты для стирки. Обувь. Одежда. Белье. Ткани трикотажные и сетчатые. Изделия кожаные. Изделия кружевные. Матрац. Набивочные материалы для мебели.

1	2
126	Приборы бытовые. Приборы электронные. Части запасные к автомобилям. Электрооборудование, телевизоры. Электропрогреватели. Машины стиральные. Радиоаппаратура. Инструменты различные. Препараты и инструменты зубо врачебные. Товары аптекарские и москабельные. Медикаменты. Проволока металлическая (изолированная). Черепица на деревянных поддонах. Рамы оконные деревянные. Рамы оконные из искусственного материала. Вещества химические основные. Нитраты (селитра). Удобрения. Цемент. Изделия из камыша и тростника. Корзины плетеные. Перо для подушек и перин Цветы искусственные. Яйца

Таблица 3.

Пожарная нагрузка торговых и общественных зданий

Средняя пожарная нагрузка, МДж/м ²	Назначение помещения
1680	Библиотека
1260	Магазины: электротоваров, химикатов (лаков и красок), хозяйственные, книжный. Газетный киоск. Аптека.
672	Магазины: резиновых изделий, обувной, кожаных изделий, игрушек, антикварный, по торговле семенами, спроттоваров, бельевых товаров, одежды, головных изделий, веревочных изделий, ковровых изделий, канцелярских принадлежностей, продовольственный, по продаже спиртных напитков, табачный.
378	Магазины: оружейный, металлоизделий, радиотоваров и телевизоров, бытовых приборов, пишущих машин, фототоваров, зонтов, мебельный, булочная, кондитерский, ювелирный, универмаг. Чайная. Ресторан. Пансионат. Гостиница. Больница. Детские ясли. Молодежное общежитие, Приют для престарелых. Театр. Кинотеатр. Бюро путешествий. Почта. Банк (зал банковских операций). Часовая мастерская.
210	Магазины: изделий из стекла, швейных машин, музыкальных инструментов, меховой, овощной, аптека. Общественная столовая. Парикмахерская. Кабинет врача. Детский сад. Музей. Подземные гаражи. Художественная выставка.
93	Магазины: мясной, по торговле сыром, цветочный, зоомагазин. Выставка машин и оборудования. Зубо врачебный кабинет. Церковь.

Таблица 4.

Пожарная нагрузка конторских помещений

Средняя пожарная нагрузка, МДж/м ²	Назначение помещения
4200	Архив
756	Подвал (жилого дома). Чердачное помещение. Техническое бюро. Коммерческое бюро. Банк (служебные помещения).
3192	Транспортное бюро. Квартира. Бокс для автомобиля. Гараж (в жилом здании).

Зависимость температуры помещений от пожарной нагрузки.

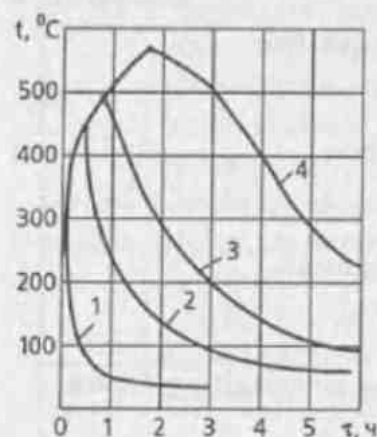


Рис. 1. Зависимость $t - \tau$ для $K'_{np} = 0,01 \text{ м}^{1/2}$.

$$1 - q_{np} = 6,3 \text{ МДж/м}^2;$$

$$2 - q_{np} = 31,5 \text{ МДж/м}^2;$$

$$3 - q_{np} = 63 \text{ МДж/м}^2;$$

$$4 - q_{np} = 126 \text{ МДж/м}^2$$

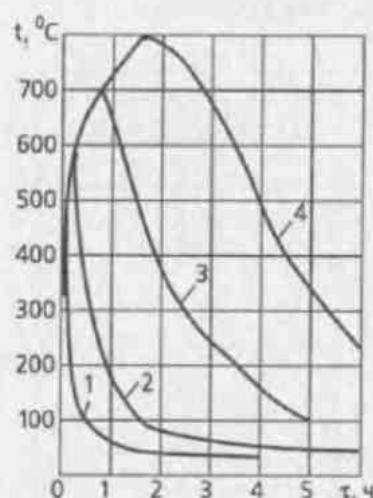


Рис. 2. Зависимость $t - \tau$ для $K'_{np} = 0,02 \text{ м}^{1/2}$.

$$1 - q_{np} = 12,6 \text{ МДж/м}^2;$$

$$2 - q_{np} = 37,8 \text{ МДж/м}^2;$$

$$3 - q_{np} = 126 \text{ МДж/м}^2;$$

$$4 - q_{np} = 252 \text{ МДж/м}^2$$

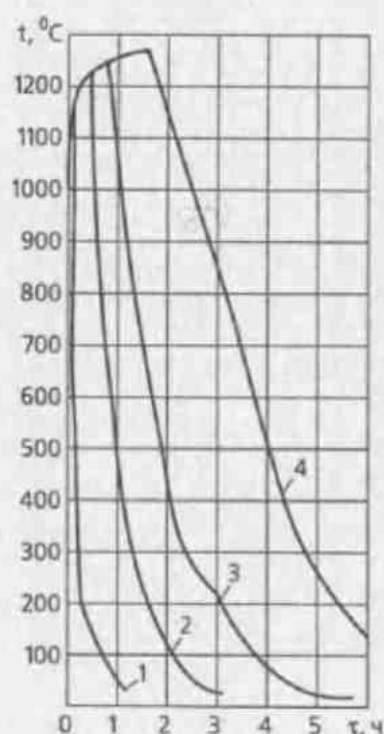


Рис. 3. Зависимость $t - \tau$ для $K'_{np} = 0,03 \text{ м}^{1/2}$.

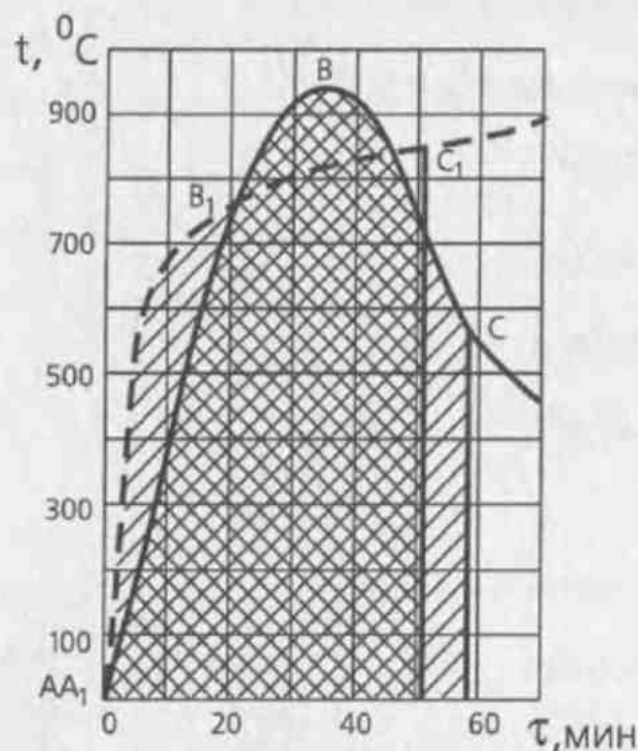
$$1 - q_{np} = 189 \text{ МДж/м}^2;$$

$$2 - q_{np} = 945 \text{ МДж/м}^2;$$

$$3 - q_{np} = 1890 \text{ МДж/м}^2;$$

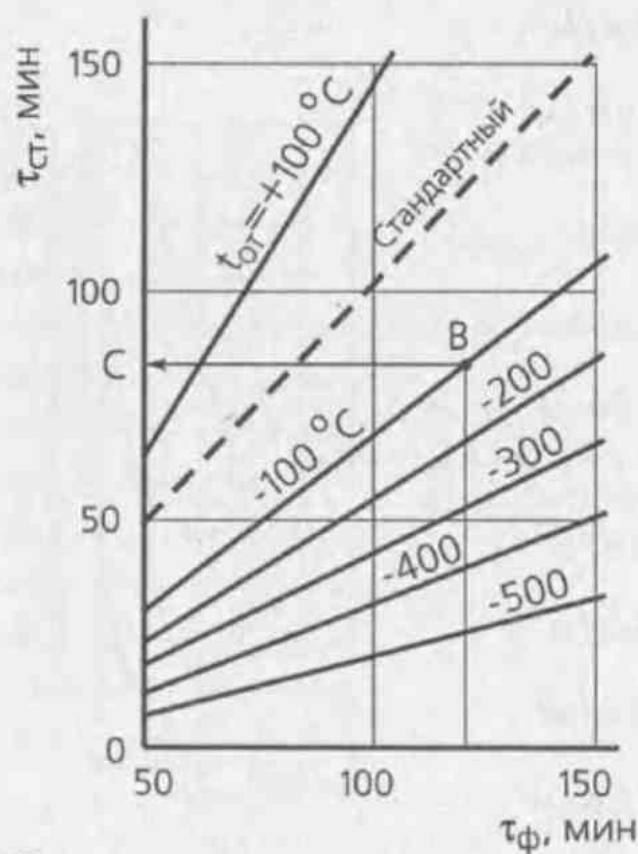
$$4 - q_{np} = 3780 \text{ МДж/м}^2$$

Сопоставление стандартного и фактического температурных режимов.



Кривая температурного режима фактического пожара ABC и стандартная температурная кривая $A_1B_1C_1$

График приведения опытного температурного режима к стандартному



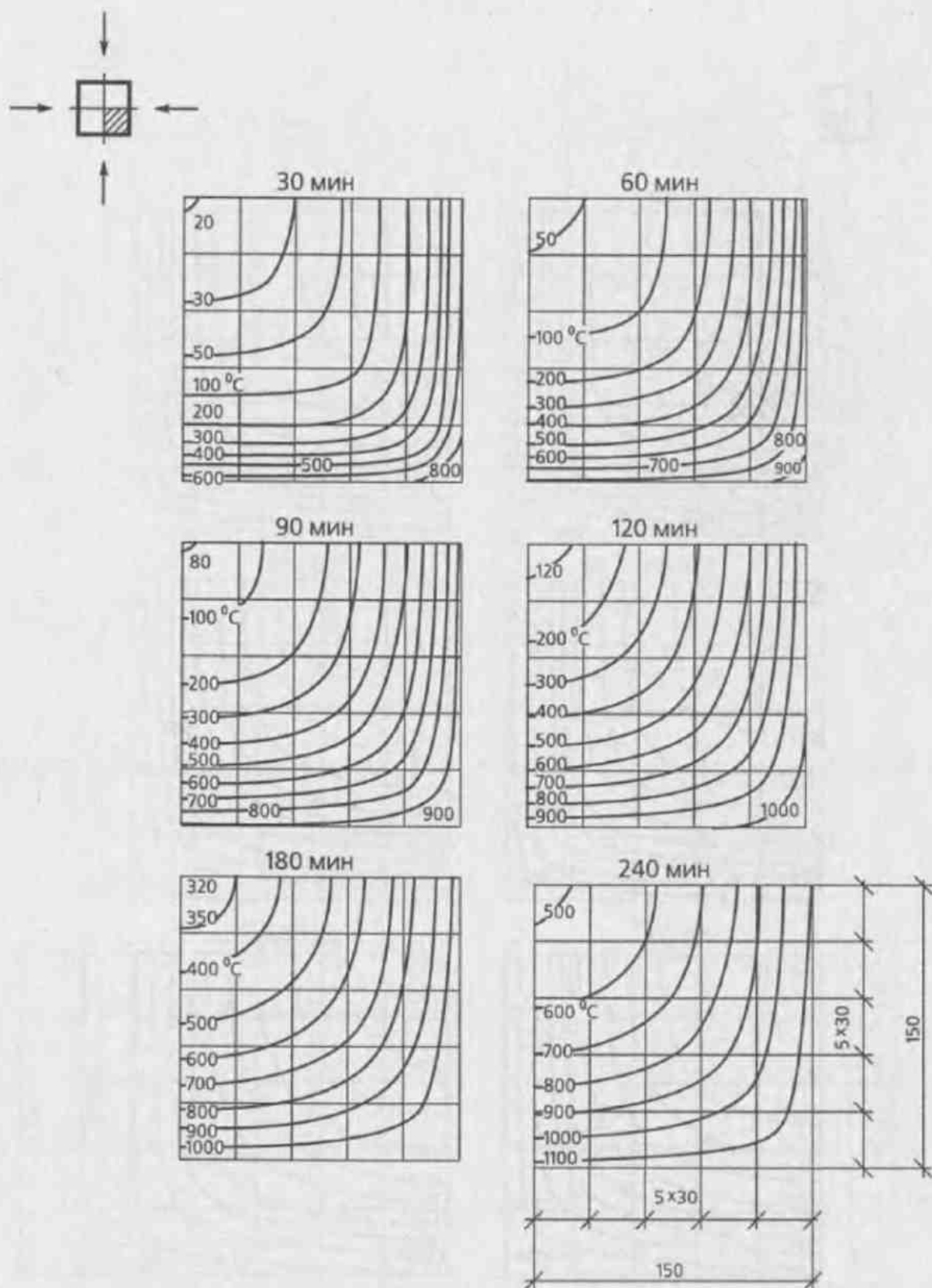


Рис. 1. Колонна из тяжелого бетона, сечение 300х300мм, нагрев с четырех сторон

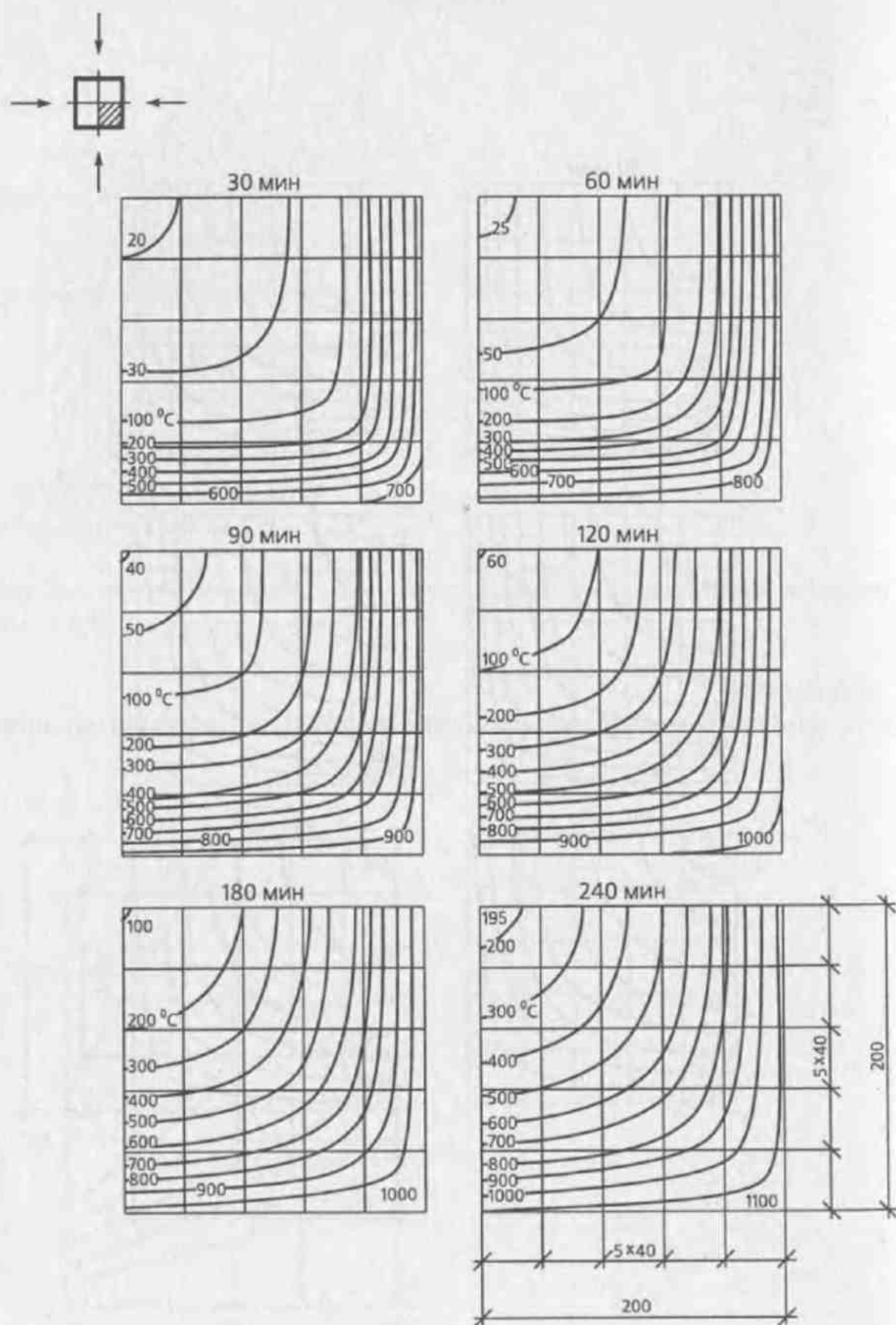


Рис. 2. Колонна из тяжелого бетона, сечение 400x400мм, нагрев с четырех сторон

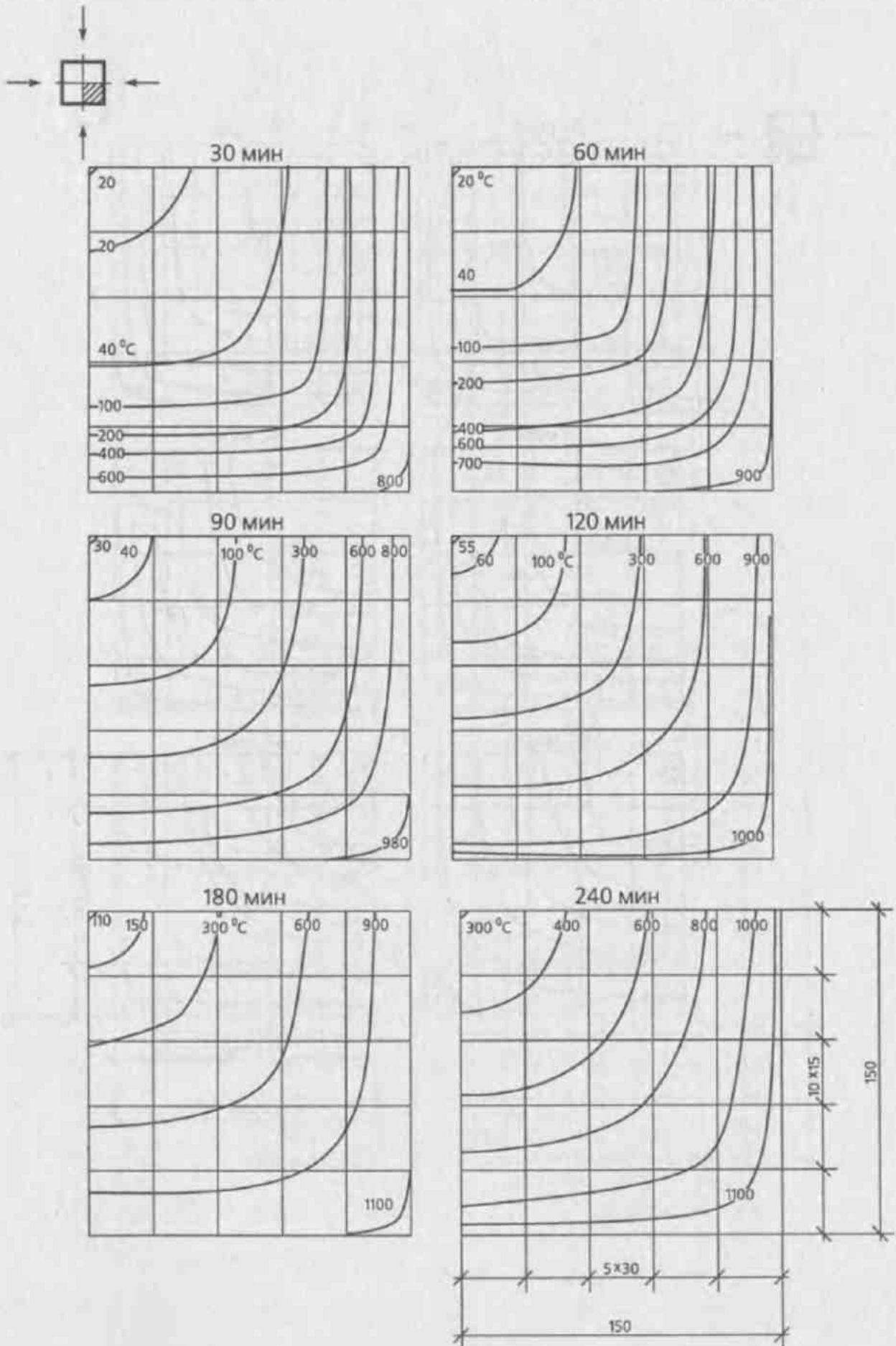


Рис. 3. Колонна из легкого бетона, сечение 300x300мм, нагрев с четырех сторон

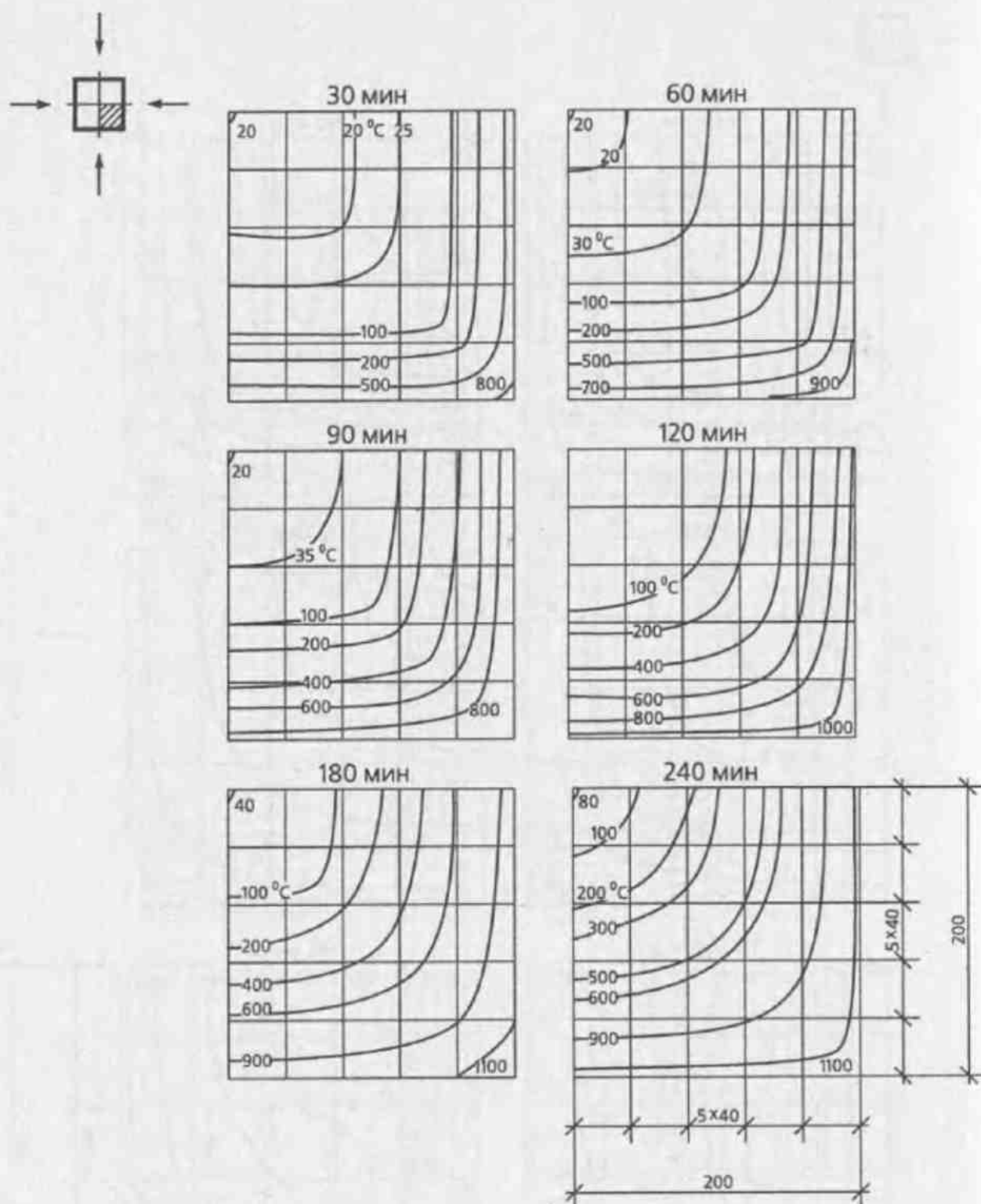


Рис. 4. Колонна из легкого бетона, сечение 400х400мм, нагрев с четырех сторон

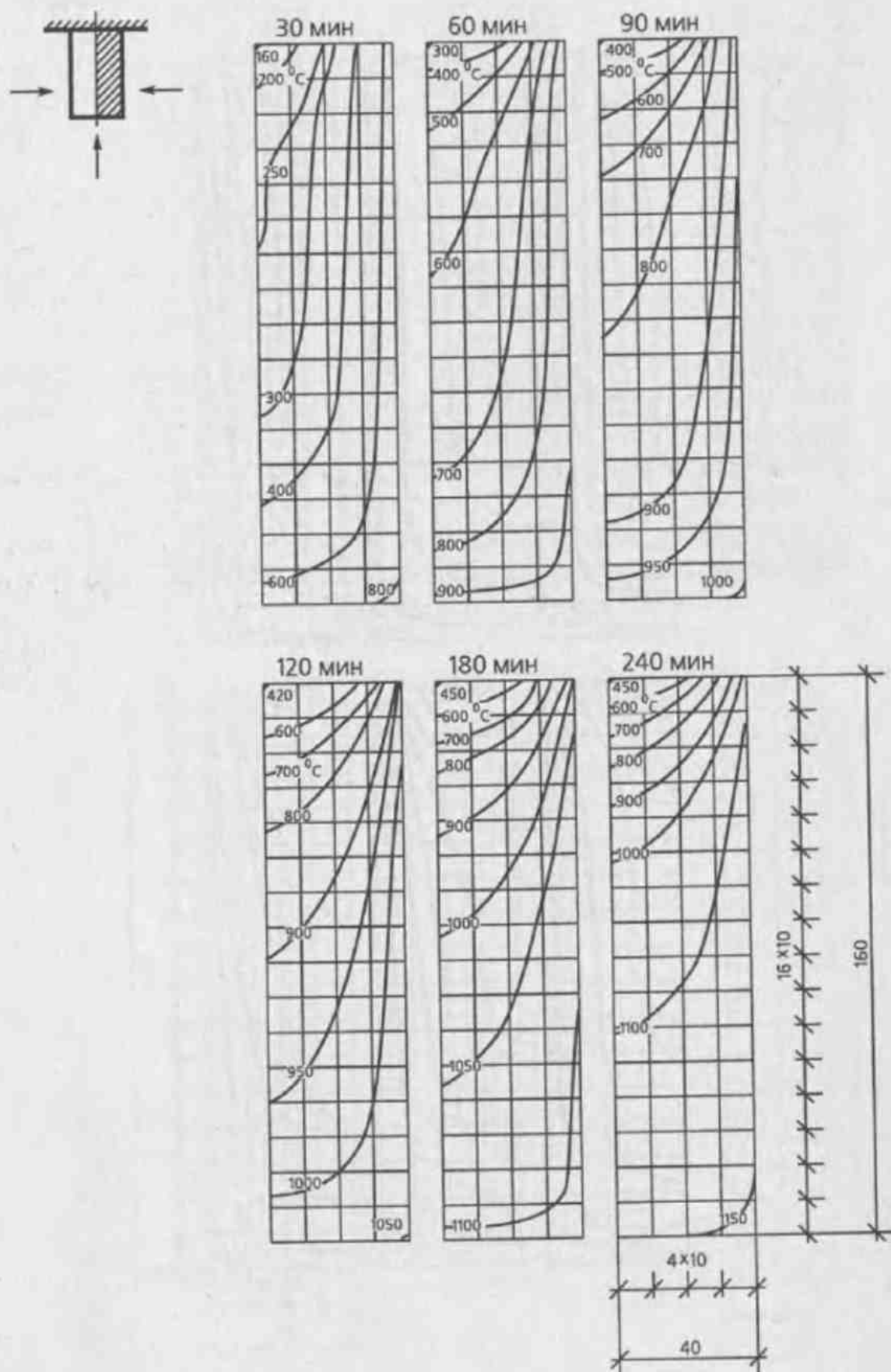


Рис. 5. Балка из тяжелого бетона, сечение 160x80мм, нагрев с трех сторон

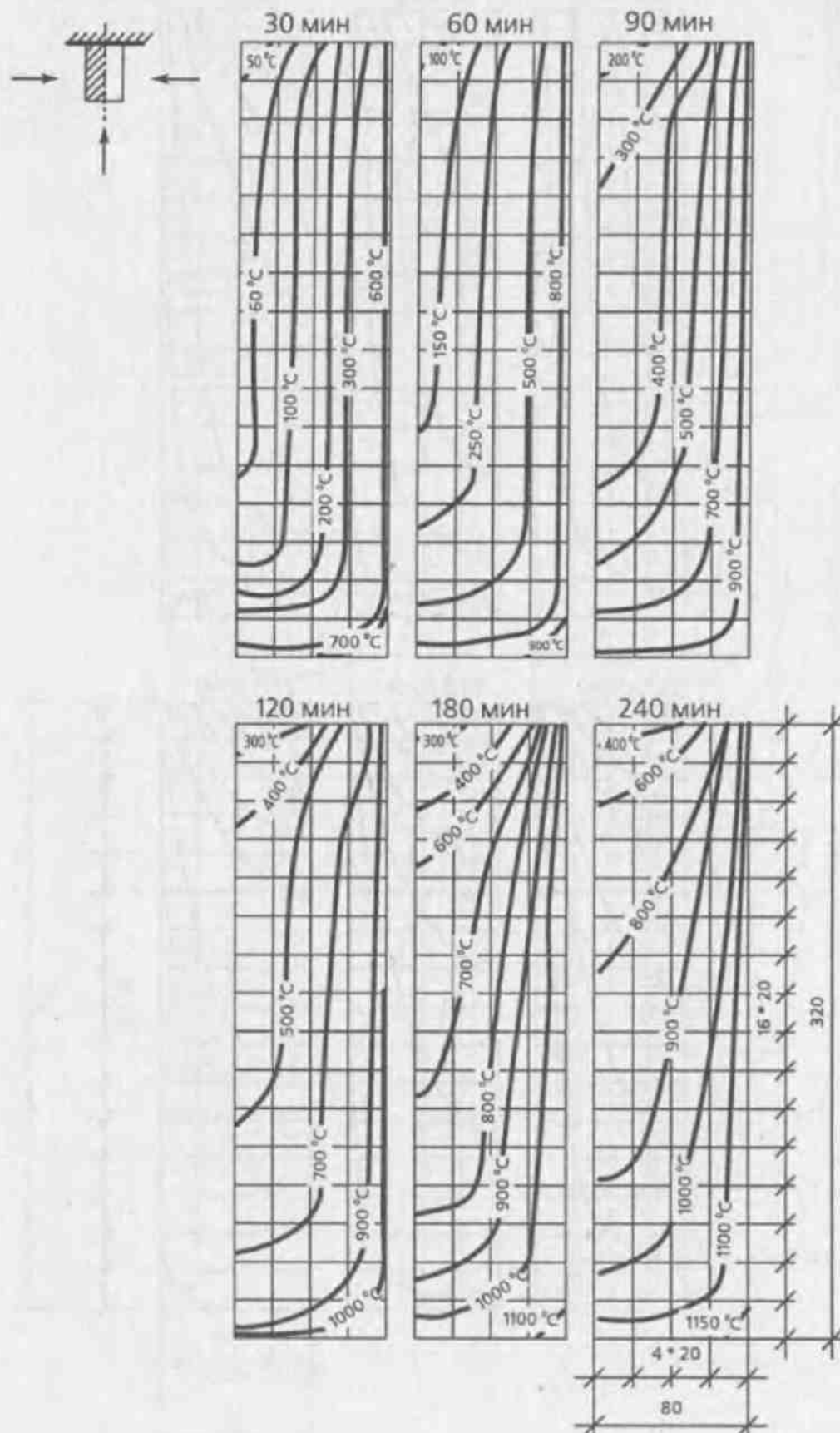


Рис. 6. Балка из тяжелого бетона, сечение 320x160мм, нагрев с трех сторон

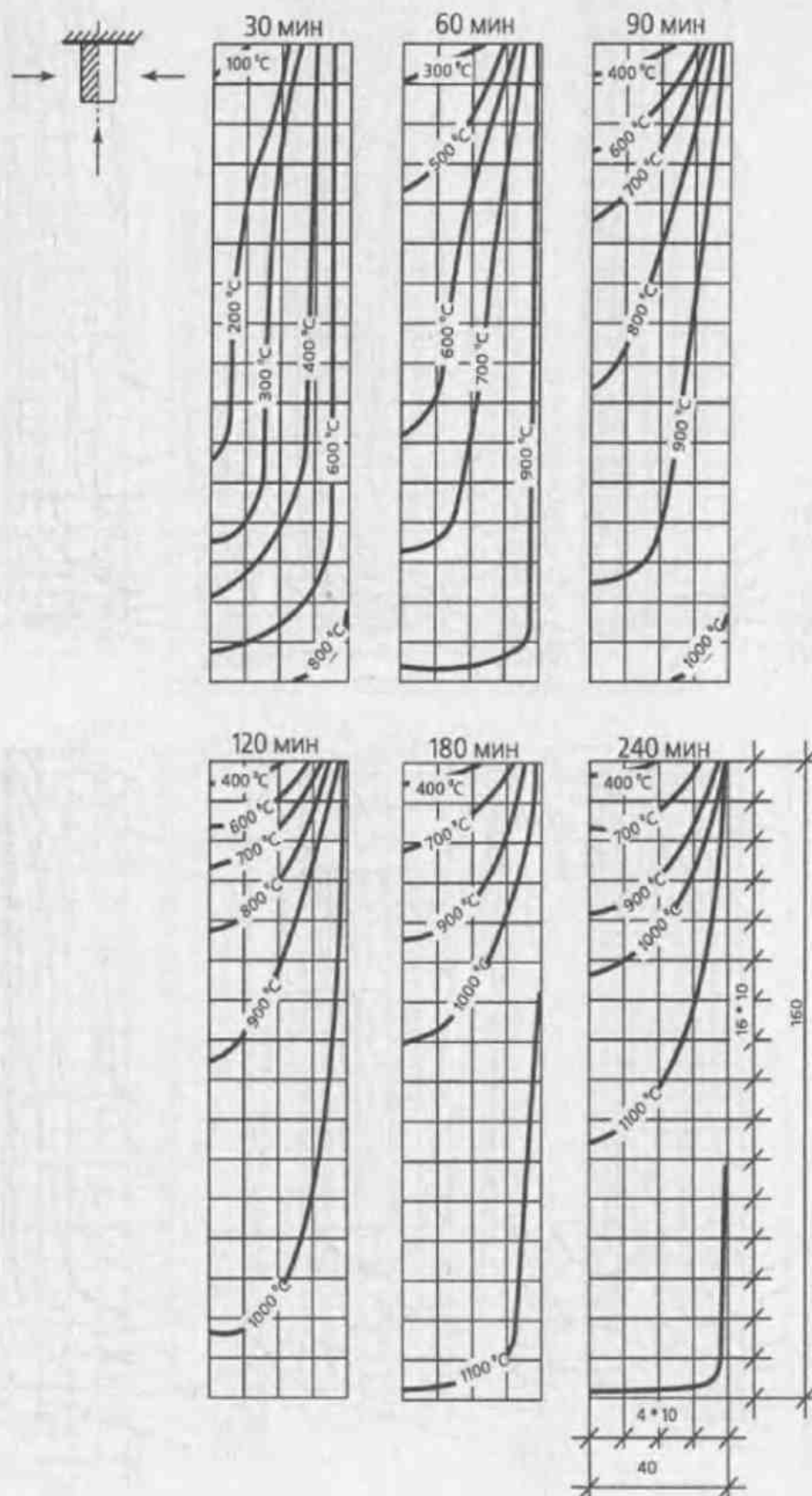


Рис. 8. Балка из легкого бетона, сечение 160x80мм, нагрев с трех сторон

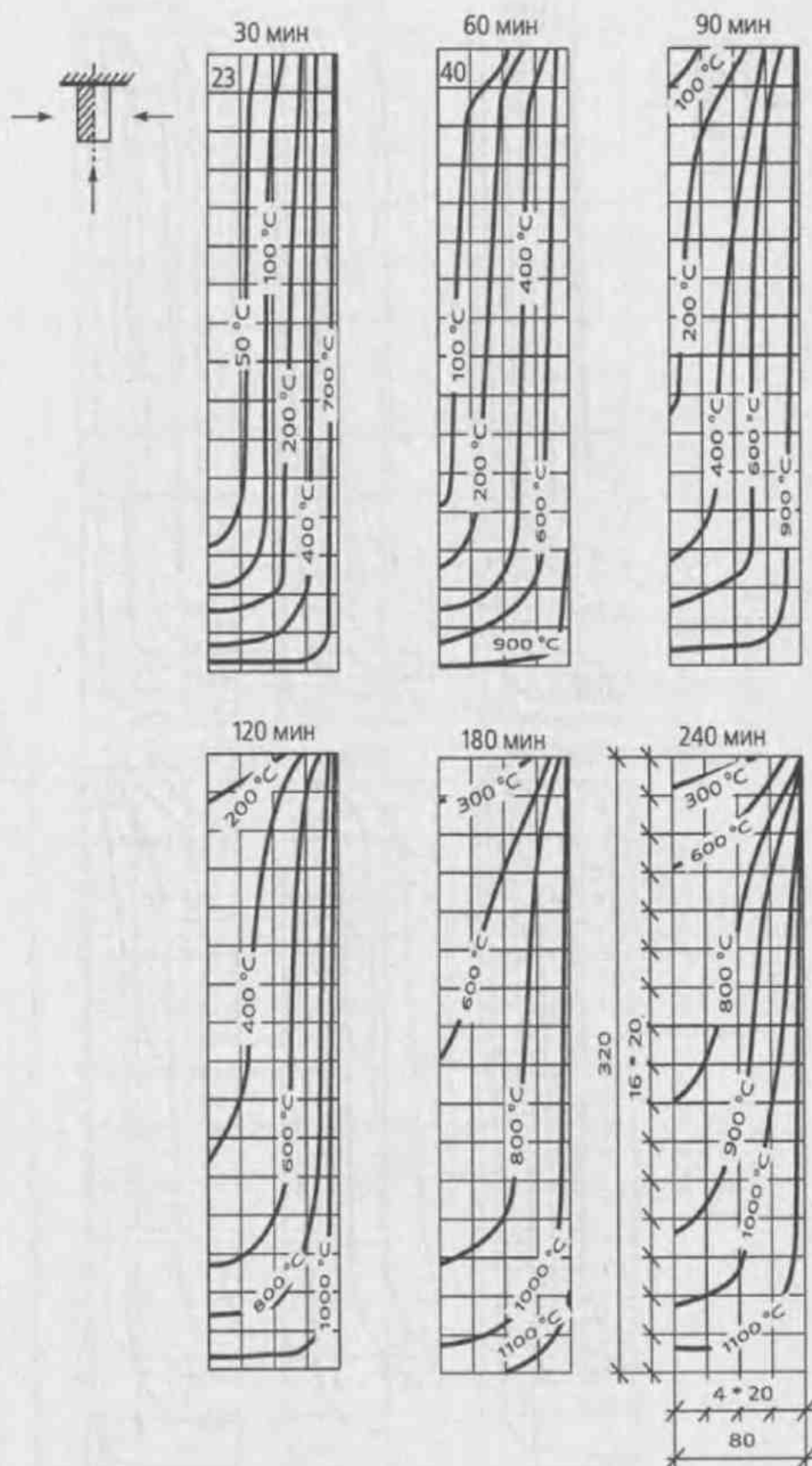


Рис. 9. Балка из легкого бетона, сечение 320x160 мм, нагрев с трех сторон

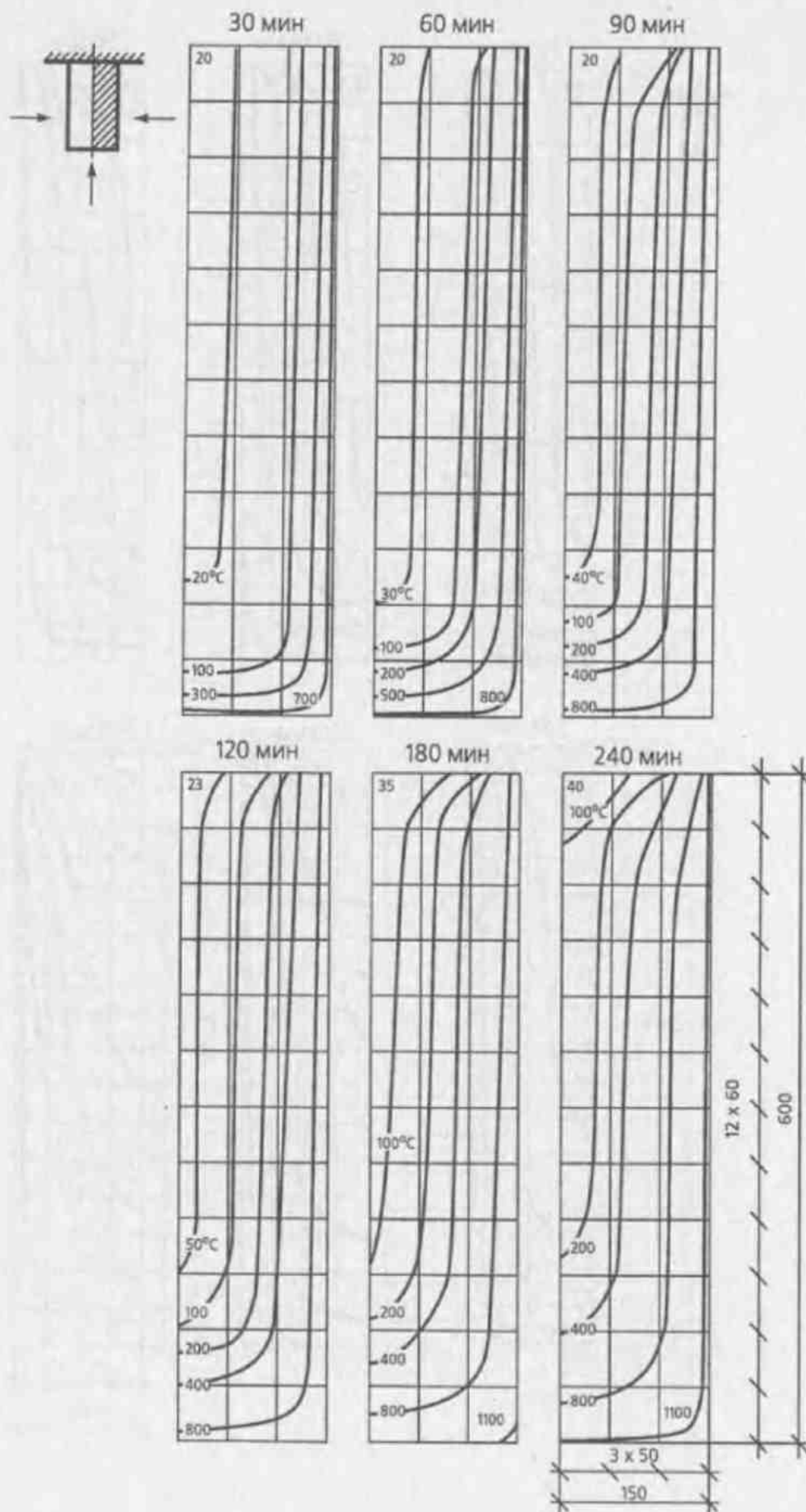


Рис. 10. Балка из легкого бетона, сечение 600x300мм, нагрев с трех сторон

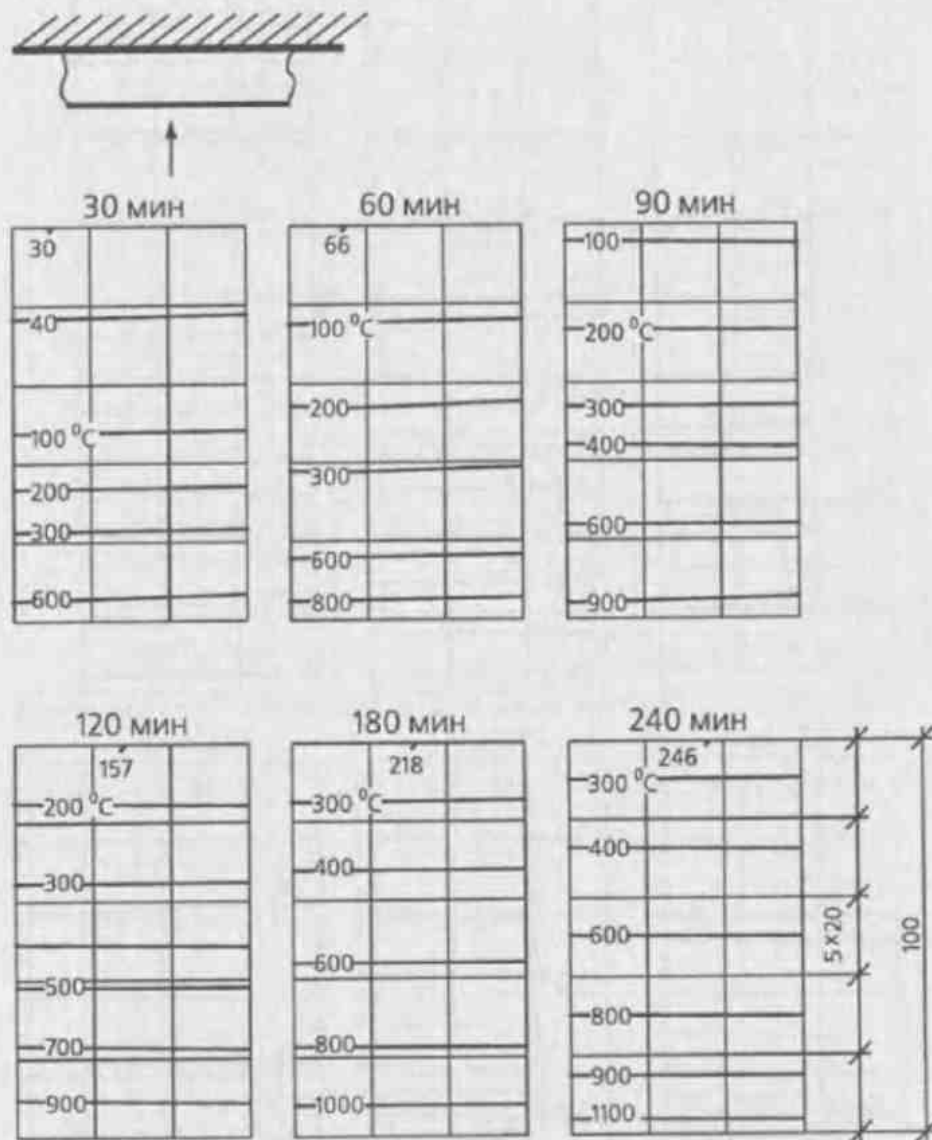


Рис. 11. Плита из тяжелого бетона, толщина 100мм, нагрев с одной стороны

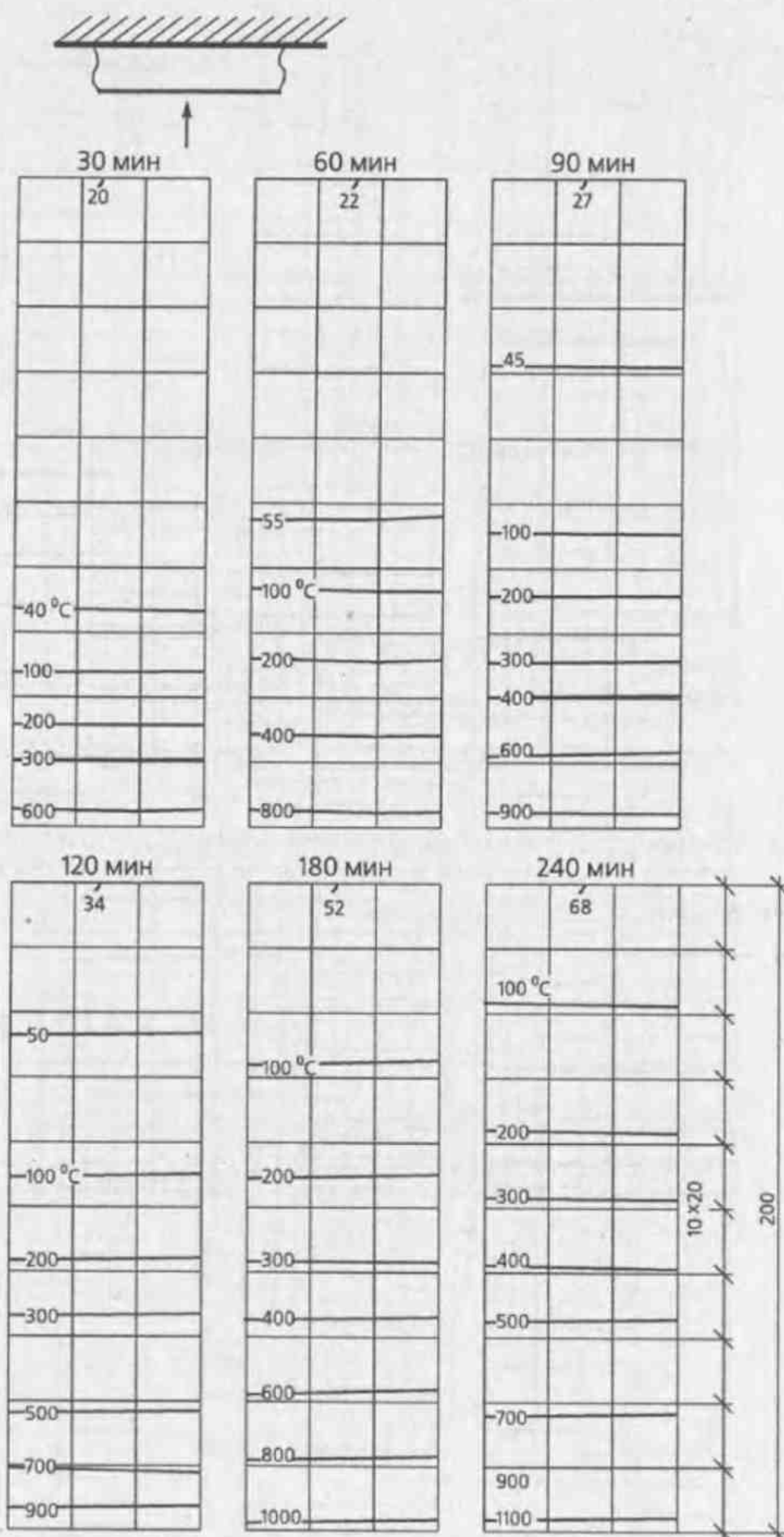


Рис. 12. Плита из тяжелого бетона, толщина 200мм, нагрев с одной стороны

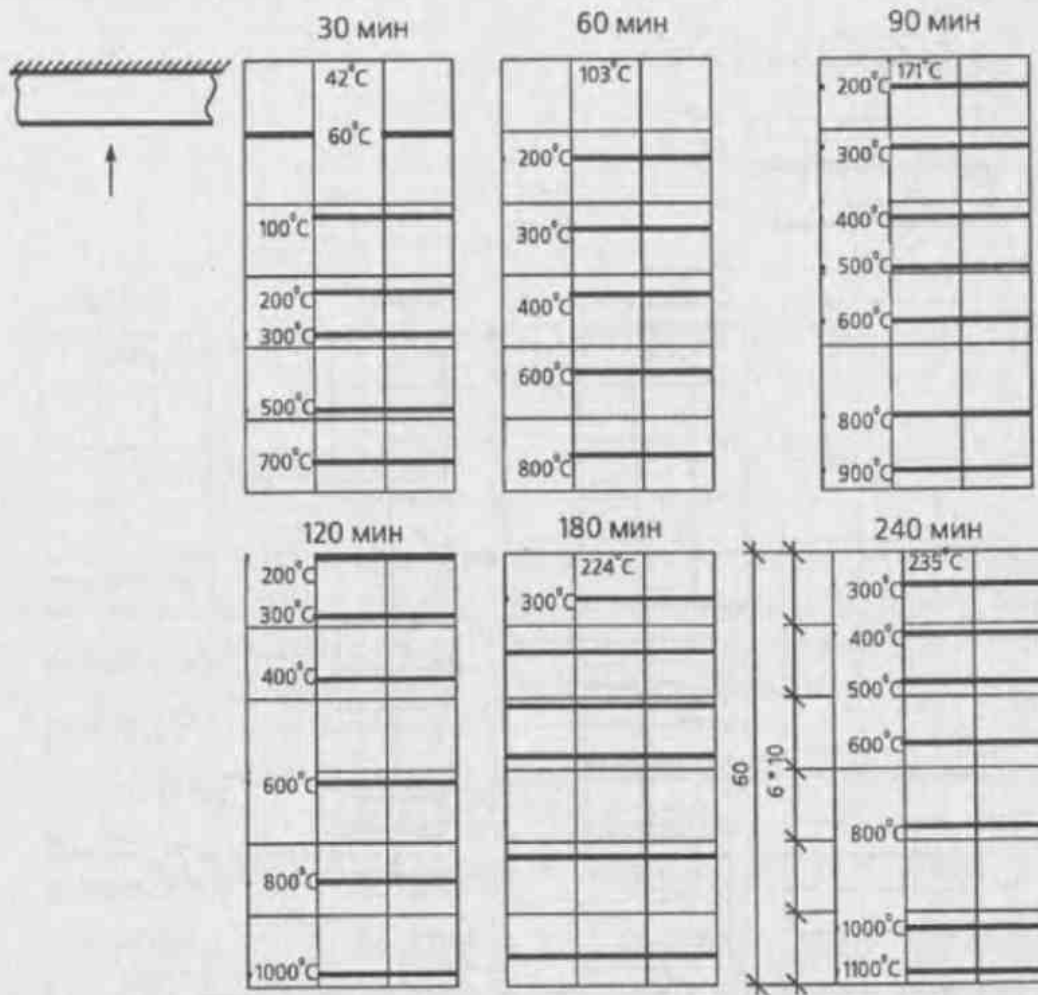


Рис. 13. Плита из легкого бетона, толщина 60мм, нагрев с одной стороны.

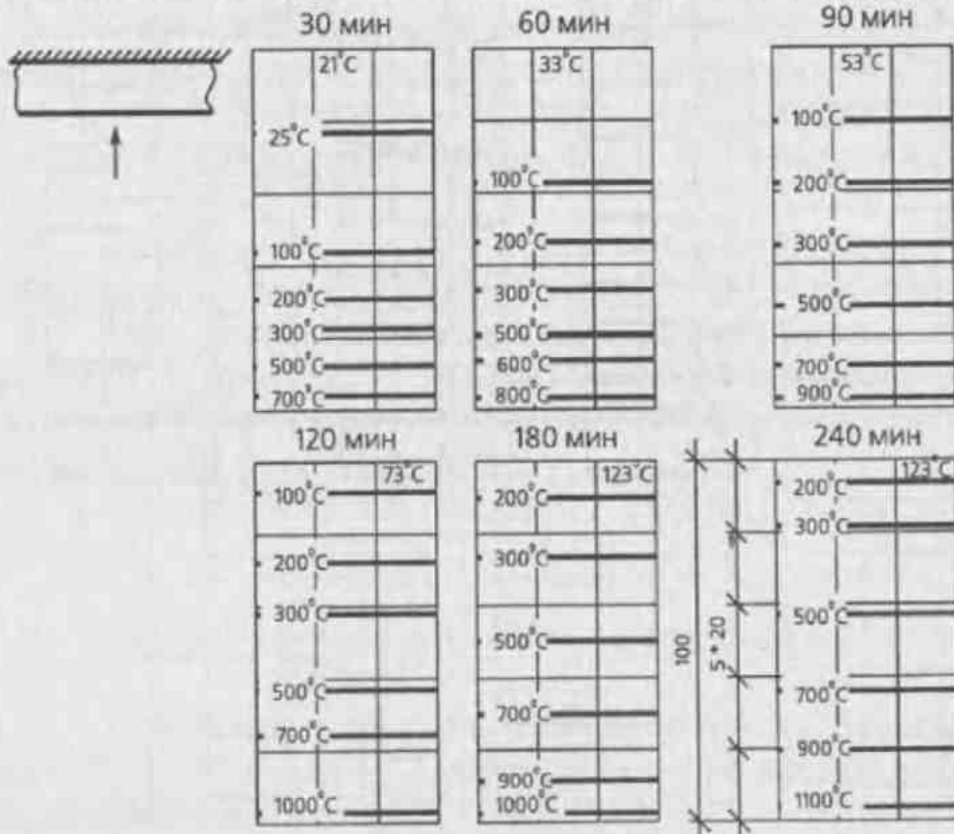


Рис. 14. Плита из легкого бетона, толщина 100мм, нагрев с одной стороны

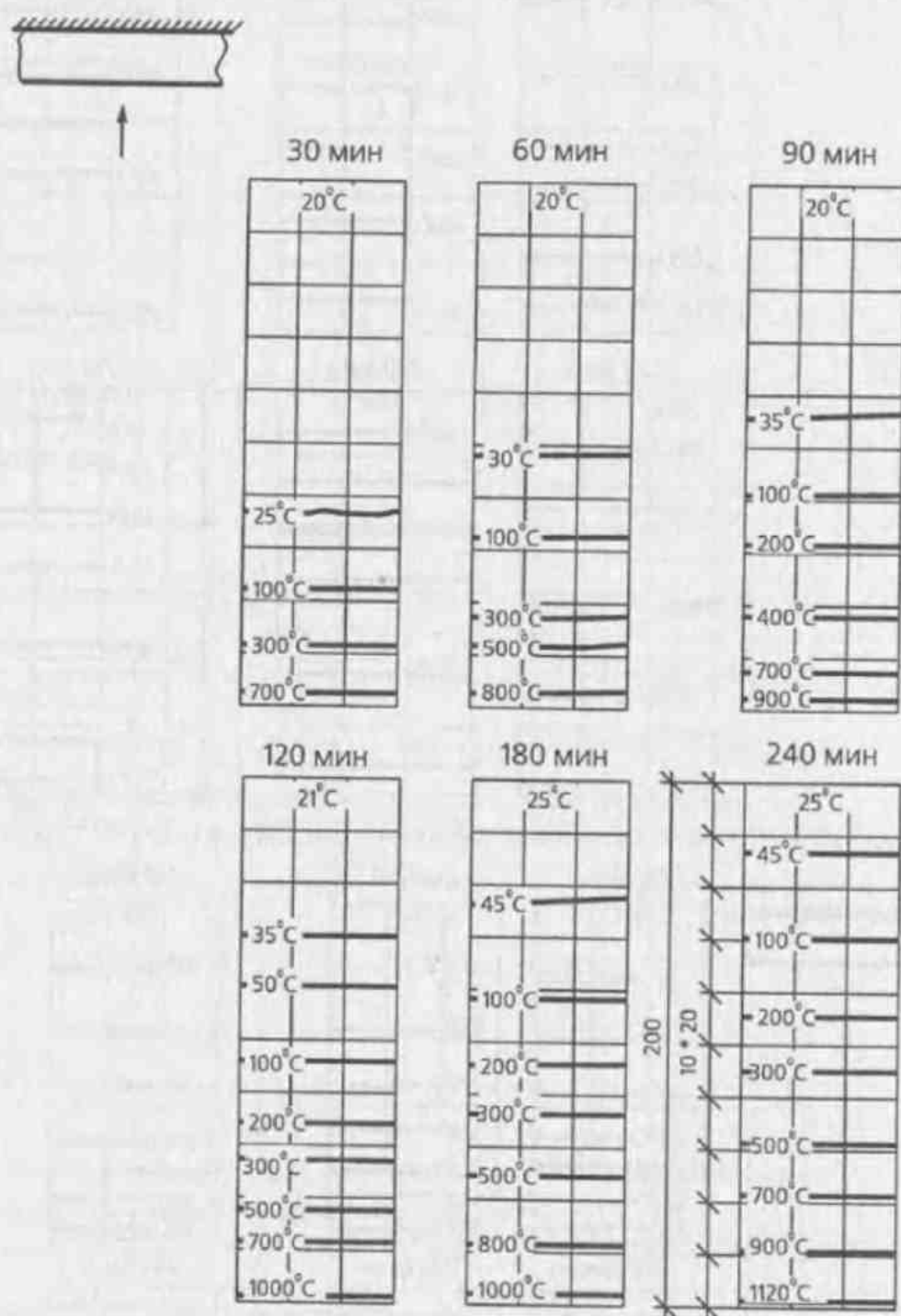


Рис. 15. Плита из легкого бетона, толщина 200мм, нагрев с одной стороны

2) Характеристика каждой конструкции, на которую действовали высокая температура во время пожара, с описанием прогибов, трещин, условных опираний, стыков, сварных соединений. При большом количестве дефектов в конструкции делают схему или чертеж.

3) Несущая способность конструкций после пожара (указывается только в случае крайней необходимости).

4) Изменение расчетной схемы здания и конструкций.

IV. Вывод о пригодности к дальнейшей эксплуатации здания и конструкций после пожара.

1) Возможно ли здание эксплуатировать в дальнейшем для тех условий и технологического процесса, которые были до пожара. Следует ли внести изменения в процессе эксплуатации здания, изменить нагрузки на конструкции.

Необходимо или нет усиление или восстановление здания в целом.

2) Перечень конструкций, непригодных к дальнейшей эксплуатации и которые необходимо заменить на новые.

3) Перечень пригодных к дальнейшей эксплуатации конструкций, но требующих усиления или уменьшения действующих на них в процессе эксплуатации нагрузок.

В некоторых случаях к заключению целесообразно приложить эскизы конструкций.

4) Перечень конструкций, требующих небольшого ремонта по их восстановлению.

5) Перечень конструкций, пригодных к дальнейшей эксплуатации без усиления и ремонта под проектные нагрузки.

6) Перечень помещений, в которых до восстановления, усиления или разборки конструкций, не должны находиться люди.

7) Рекомендации по защите конструкций от воздействия огня согласно требованиям СНиП 2.01.02-85 «Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений» после их усиления и восстановления.

V. Рекомендации по методам усиления и восстановления конструкций после пожара

1) Методы усиления разрушенных пожаром зданий и конструкций с приложением эскизов (если необходимо).

2) Методы восстановления разрушенных пожаром конструкций.

Подпись эксперта

(или группы экспертов с указанием места работы, должности)

Дата

Литература

1. СНиП 2.08.01-89* «Жилые здания». Нормы проектирования.
2. СНиП 2.08.02-89* «Общественные здания». Нормы проектирования
3. СНиП 21-01-97* «Пожарная безопасность зданий и сооружений»
4. СНиП 2.09.02-85* «Производственные здания. Нормы проектирования.
5. Н.Н.Ким, Т.Г.Маклакова «Архитектура гражданских и промышленных зданий». М.: Стройиздат, 1987 г.
6. Б.Я.Орловский, А.Н.Белкин «Гражданские и сельскохозяйственные производственные здания и сооружения». М.: «Агропромиздат», 1988 г.
7. П.Г.Буга «Гражданские, промышленные и сельскохозяйственные здания». М.: Высшая школа, 1987 г.
8. Т.Г.Маклакова и др. «Конструкции гражданских зданий». М.: Стройиздат, 1986 г.
9. Н.Э.Бартонь, И.Е.Чернов «Архитектурные конструкции». М.: Высшая школа, 1986 г.
10. М.С.Шумилов «Гражданские здания и их техническая эксплуатация». М.: Высшая школа, 1985 г.
11. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986 г.
12. Бать А.А., Сегалов А.Е. Нагрузки для расчета и испытания несущих строительных конструкций на огнестойкость//Строительная механика и расчет сооружений. - М.: 1981, 4.
13. ГОСТ 30247.1-94. Методы испытаний на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции. - М.: МНТКС, 1994 г.
14. НПБ 00-97. Пожарная нагрузка. Метод определения. -М.: ГУГПС МВД России, 1997 г.
15. Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С., Яковлев А.И. Огнестойкость зданий. - М.: Изд. Литературы по строительству, 1970 г.
16. Ройтман В.М., Демехин В.Н., Головачев Ю.М., Маджид М.А. Метод оперативной оценки ключевых параметров температурных режимов пожара. - Сб. научных трудов ВИПТШ МВД СССР. -М.: ВИПТШ МВД СССР, 1990 г.
17. Бартелеми Б., Крюппа Ж. Огнестойкость строительных конструкций. - М.: Стройиздат, 1985 г.
18. Астапенко В.М., Кошмаров Ю.А., Молчадский И.С., Шевляков А.Н. Термогазодинамика пожаров в помещении. - М.: Стройиздат, 1988 г.
19. Рыжов А.М., Молчадский И.С. Дифференциальный метод математического моделирования пожаров в помещении//Пожарная профилактика. - М.: ВНИИПО МВД СССР, 1983 г.

20. Романенков И.Г., Зигерн-Корн В.Н. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов. - М.: Стройиздат, 1984 г.
21. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. - М.: Стройиздат, 1988 г.
22. Мельников Н.П., Тахтамышев А.Г., Невзорова Т.П. Стальные конструкции. Справочник проектировщика - М.: Стройиздат, 1976 г.
23. СНиП П-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991 г.
24. Файбишенко В.К. Металлические конструкции: Учеб. Пособие для ВУЗов. -М.: Стройиздат, 1984 г.
25. Васильев А.А. Металлические конструкции: -М.: Стройиздат, 1979 г.
26. Маилян Р.А., Клечановский А.А., Мартемьянов В.И. Строительные конструкции. -М.: Высшая школа, 1981 г.
27. Строительные конструкции: Учеб.для авт.-дор.спец. ВУЗов/ И.Г.Иванов-Дятлов, К.П.Деллос, А.И.Иванов-Дятлов и др.: Под ред. В.А.Байкова, Г.И.Попова. - 2-е изд., перераб. И доп. -М.: Высшая школа, 1986 г.
28. Металлические конструкции. Учебник для ВУЗов. Изд. 4-е, перераб. Под общ.ред. Е.Н.Беленя. -М.: Стройиздат, 1973 г.
29. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов (к СНиП П-2-80)/ЦНИИСК им. Кучеренко. -М.: Стройиздат, 1985 г.
30. Романенков И.Г., Левитес Ф.А. Огнезащита строительных конструкций. -М.: Стройиздат, 1991 г.
31. Собурь С.В. Огнезащита строительных материалов и конструкций: Справочник. -М.: Спецтехника, 1999 г.
32. Креков Б.И. Опыт применения деревянных клееных конструкций в строительстве.// Расширение применения деревянных клееных конструкций в строительстве: Материалы Всесоюзной науч. — практ. конф. — М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1983 г.
33. Проектирование и расчет деревянных конструкций: Справочник/И.М.Гринь, В.В.Фурсов, Д.М.Бабушкин и др. Под. ред. И.М.Грина. - Киев.:Будивельник, 1988 г.
34. Хрулев В.М., Рыков Р.И. Огнестойкость конструкций из дерева и пластмасс. - Иркутск: Восточно-сибирское изд. 1974 г.
35. Кирпиченков Г.М., Романенков И.Г. Оценка огнестойкости изгибаемых деревянных элементов. - Изд. Вузов. Строительство и архитектура. - 1979. 3.
36. Нагрузова Л.П., Романенков И.Г., Рыков Р.И. Несущая способность деревянных конструкций при пожаре. - Абакан. 1996 г.

37. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. для ВУЗов // Ю.В. Слицкоухов, Б.Д. Буданов, М.М. Гаппоев и др.; под ред. Г.Г. Карлсона и Ю.В. Слицкоухова. 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1986 г.
38. СНиП II-25-80. Нормы проектирования. Деревянные конструкции. - М.: Стройиздат, 1982 г.
39. Проектирование клееных деревянных конструкций/Кормаков А.И. Валентинавичюс А.Ю. - Киев.: Будивелоник, 1983 г.
40. Дмитриев П.А., Заварыкин Н.М. Огнестойкость деревянных элементов на стальных цилиндрических нагелях./Изв. Вузов. Строительство и архитектура. - Новосибирск, 1988. 6.
41. Лыков А.В. Теория теплопроводности. -М.: Высшая школа. 1967 г.
42. Романенко П.Н., Бубырь Н.Ф., Башкирцев М.П. Теплопередача в пожарном деле. - М.: ВИПТШ МВД СССР, 1989 г.
43. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. - М.: Гос. Изд-во лит-ра по стр-ву и архит., 1953 г.
44. Руководство по обеспечению долговечности деревянных клееных конструкций при воздействии на них микроклимата зданий различного назначения и атмосферных факторов/ЦНИИСК им. Кучеренко. -М.: Стройиздат, 1981 г.
45. СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции»
46. Инструкция по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе применения ЭВМ., ВНИИПО МВД СССР, М., 1975 г.
47. Ф.Е.Гитман, В.Г.Олимпиаев «Расчет железобетонных перекрытия на огнестойкость», М., Из-во лит. по строительству, 1970 г.
48. В.Н.Байков, Э.Е.Сигалов «Железобетонные конструкции», М., Стройиздат, 1985 г.
49. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий, М., 1975 г.
50. А.Ф.Милованов «Огнестойкость железобетонных конструкций», М., Стройиздат, 1986 г.
51. Н.Н.Попов, А.В.Забегаев «Проектирование и расчет железобетонных конструкций», М., Высшая школа, 1985 г.
52. Пожарная профилактика в строительстве. Учеб. для ВУЗов МВД СССР// Б.В.Грушевский, А.И. Яковлев, И.Н. Кривошеев и др.; под ред. В.Ф. Кудаленкина - М.: ВИПТШ МВД СССР, 1985 г.
53. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций, НИИЖБ, Стройиздат, М., 1986 г.
54. А.А.Гвоздев «Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций», М., Стройиздат, 1978 г.
55. ГОСТ 30247.0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования».

56. Ф.В.Обухов «Пожарная безопасность», М., Недра, 1975 г.
57. Н.Н.Ильин «Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции», М., Стройиздат, 1983 г.
58. «Провести поисковые исследования по разработке метода оценки огнестойкости строительных конструкций с учетом совместной их работы в зданиях в условиях пожара», ВНИИПО МВД СССР, М., 1987 г., (отчет о НИР).
59. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром. НИИЖБ, М., Стройиздат, 1987 г.
60. Положение о порядке расследования причин аварий (обрушений) зданий, сооружений и конструктивных элементов. М., Стройиздат, 1974 г.
61. Методические рекомендации по классификации дефектов и повреждений в несущих железобетонных конструкциях промышленных зданий. Харьковский Промстрой НИИпроект, НИИЖБ, 1984 г.
62. Методические рекомендации по оценке свойств бетона после пожара. НИИЖБ, М., 1985 г.
63. СН 482-76 «Инструкция по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур».
64. ГОСТ 8829-85 «Конструкции железобетонные сборные. Методы испытаний и оценки прочности, жесткости и трещиностойкости».

Оглавление

Предисловие	3
Раздел 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЯХ ЗДАНИЙ	5
1.1. Общие принципы и особенности объемно-планировочных решений гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий	5
1.1.1. Общие принципы объемно-планировочных решений зданий ...	5
1.1.2. Особенности объемно-планировочных решений гражданских зданий	8
1.1.3. Особенности объемно-планировочных решений производственных зданий	15
1.1.4. Особенности объемно-планировочных решений сельскохозяйственных зданий	24
1.2. Конструктивные системы и схемы зданий	27
1.3. Несущие каркасы	36
1.3.1. Железобетонные каркасы	36
1.3.2. Металлические каркасы	45
1.3.3. Деревянные каркасы	48
1.4. Наружные и внутренние стены	51
1.5. Перекрытия и крыши	54
1.5.1. Перекрытия	54
1.5.2. Крыши	58
1.6. Лестницы и лестничные клетки	62
Раздел 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАЗРАБОТКИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ОГНЕСТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ..	68
2.1. Факторы, определяющие поведение строительных конструкций в условиях пожара, и исходные данные для расчета их огнестойкости	69
2.2. Понятие предельного состояния конструкции. Несущая способность конструкции в условиях пожара.	91
2.3. Общие принципы расчета огнестойкости строительных конструкций	96
2.4. Расчетные схемы определения предела огнестойкости строительных конструкций	98
2.5. Сущность теплотехнической и статической частей расчета огнестойкости	101
Раздел 3. ОГНЕСТОЙКОСТЬ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	105
3.1. Виды, область применения и особенности работы металлических конструкций	105
3.2. Поведение металлических конструкций в условиях пожара	140
3.3. Методика расчета огнестойкости металлических конструкций	144

3.4. Огнезащита металлических конструкций	160
Раздел 4. ОГНЕСТОЙКОСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	180
4.1. Деревянные конструкции и область их применения	180
4.2. Поведение деревянных конструкций в условиях пожара	181
4.3. Факторы, определяющие огнестойкость деревянных конструкций	196
4.4. Методика расчета огнестойкости несущих деревянных конструкций	200
4.4.1. Расчет предела огнестойкости элементов деревянных конструкций	201
4.4.2. Расчет предела огнестойкости соединения на стальных цилиндрических нагелях.	236
4.5. Огнезащита элементов деревянных конструкций и их узлов ...	255
Раздел 5. ОГНЕСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ .	263
5.1. Виды железобетонных конструкций и особенности их поведения в условиях пожара	263
5.1.1. Изгибаемые элементы. Конструктивные особенности. Поведение изгибаемых элементов в условиях пожара.	266
5.1.1.а. Плиты	266
5.1.1.б. Особенности поведения плит в условиях пожара.	280
5.1.1.в. Балки	293
5.1.1.г. Особенности поведения балок в условиях пожара	309
5.1.2. Сжатые элементы, их конструктивные особенности	311
5.1.2.а. Особенности поведения колонн в условиях пожара	319
5.1.3. Растянутые элементы	322
5.1.4. Предварительно напряженные железобетонные конструкции и их поведение в условиях пожара	323
5.1.5. Поведение в условиях пожара несущих и самонесущих стен	331
5.1.6. Огнестойкость каменных конструкций	334
5.1.7. Конструктивные способы повышения огнестойкости железобетонных конструкций	339
5.2. Особенности расчета пределов огнестойкости железобетонных конструкций	345
5.2.1. Теплотехническая часть расчета	345
5.2.2. Расчет температур в сплошных плоских конструкциях	348
5.2.3. Расчет температуры в стержневых конструкциях	353
5.2.4. Расчет слоев, прогретых до расчетных (заданных) температур	355
5.3. Статическая часть расчета	359
5.3.1. Статически определимые изгибаемые конструкции. Общее решение статической задачи	359

5.3.2. Плоские изгибаемые элементы	361
5.3.3 Плоские изгибаемые многопустотные железобетонные элементы	371
5.3.4. Стержневые изгибаемые элементы (балки, прогоны, ригели)	373
5.3.5. Статически неопределимые изгибаемые конструкции	377
5.3.6. Сжатые элементы	380
Раздел 6. ОГНЕСТОЙКОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ СОВМЕСНОЙ РАБОТЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	388
6.1. Актуальность исследования огнестойкости зданий и сооружений с учетом совместной работы строительных конструкций	388
6.2. Испытания на огнестойкость натуральных фрагментов зданий (методика и некоторые результаты)	393
6.3. Основные направления в оценке огнестойкости зданий с учетом совместной работы строительных конструкций	399
6.4. Особенности поведения рамных конструкций в условиях пожара	401
Раздел 7. ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЯ И ЕГО КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСЛЕ ПОЖАРА	410
7.1. Общие положения	410
7.2. Предварительное обследование зданий после пожара	411
7.3. Последовательность детального обследования бетонных и железобетонных конструкций после пожара и предварительные работы	413
7.4. Определение состояния железобетонных конструкций	414
7.5. Обследование наиболее пострадавших от пожара железобетонных конструкций	415
7.6. Заключение о пригодности к дальнейшей эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций после пожара	425
7.7. Оценка несущей способности, прогибов и трещиностойкости железобетонных конструкций после пожара	426
7.8. Усиление бетонных и железобетонных конструкций	427
Приложения	439
Литература	477