

Н. А. Ильин

**ТЕХНИЧЕСКАЯ
ЭКСПЕРТИЗА ЗДАНИЙ,
ПОВРЕЖДЕННЫХ
ПОЖАРОМ**



ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЕРТИЗА ЗДАНИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПОЖАРОМ



МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1983

ББК 38.96
И 46
УДК 69.059.22:614.84

Печатается по решению секции литературы по противопожарной технике редакционного совета Стройиздата.

Рецензент: доцент МИСИ им. В. В. Куйбышева,
канд. техн. наук *В. А. Пчелинцев*.

Ильин Н. А.

И 46 Техническая экспертиза зданий, поврежденных пожаром. — М.: Стройиздат, 1983. — 200 с., ил.

Описана методика технического обследования зданий, поврежденных огнем. Разработаны критерии оценки технического состояния инженерных конструкций здания после пожара. Приведены рекомендации по восстановлению и усилению поврежденных огнем железобетонных конструкций. Даны примеры технического обследования железобетонных конструкций зданий, поврежденного пожаром. Указан порядок оформления технической документации при проведении экспертизы.

Для инженерно-технических работников проектных строительных организаций, а также работников пожарной охраны.

3405000000—513
047(01)—83 129-83

ББК 38.96
6С9.6

© Стройиздат, 1983

Николай Алексеевич Ильин

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЕРТИЗА ЗДАНИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПОЖАРОМ

Редакция литературы по жилищно-коммунальному хозяйству

Зав. редакцией В. И. Киселев

Редактор Т. А. Горькова

Мл. редактор Г. А. Морозова

Технический редактор В. Д. Павлова

Корректор Н. С. Сафронова

ИБ № 2786

Сдано в набор 26.01.83	Подписано в печать 27.05.83	Т-12516
Формат 84×108 ¹ / ₃₂	Бум. тип. № 2.	Гарнитура «Литературная»
Печать высокая.	Усл. печ. л. 10,50	Усл. кр.-отт. 10,75
Тираж 25,000 экз.	Изд. № АV1—8785.	Заказ № 65.
		Уч.-изд. 11,60 л.
		Цена 60 коп.

Стройиздат, 103006, Москва, Калачевская, 23—а
Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете по делам издательств, полиграфии
и книжной торговли
г. Подольск, ул. К р

Предисловие

Глава 1. Организация и методика проведения технического обследования зданий, поврежденных пожаром

1. Порядок проведения технической экспертизы
2. Виды технического обследования здания
3. Подготовка к проведению технического обследования
4. Методика проведения технического обследования
5. Технические средства, применяемые при обследовании
6. Техника безопасности и пожарная безопасность
7. Оперативное испытание свойств бетона .
8. Оценка качества арматуры и определе
ских свойств стали
9. Определение степени поражения здания пожаром
10. Экономическая эффективность внедрения результатов
технического обследования зданий
11. Порядок оформления документации по результатам
технического обследования

Глава 2. Исследование огневого воздействия пожара на строи- тельные конструкции зданий

82

1. Основные параметры пожара 82
2. Определение температур огневого воздействия по сле-
дам пожара 86
3. Определение длительности огневого воздействия 94
4. Оценка температурного режима пожара 103

Глава 3. Техническая диагностика железобетонных конструк- ций, поврежденных огнем

1. Общие вопросы технической диагностики
2. Критерии оценки технического состояния железобе-
тонных конструкций 116
3. Методы диагностирования технического
железобетонных конструкций 142
4. Особенности методики натурных испытаний элемен-
тов железобетонных конструкций после пожара 151
5. Основы расчета несущей способности железобетон-
ных конструкций после пожара 160
6. Расчет прочности сечений железобетонных элементов 179
7. Примеры расчета железобетонных элементов 189

Список литературы 196

Предметный указатель 198

Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года предусмотрено разработать и осуществить меры по устранению потерь в строительстве. Такие потери могут возникнуть и при реконструкции зданий после пожаров, если экспертиза поврежденных строительных конструкций проведена не на должном уровне.

Практика исследования пожаров показывает, что во многих случаях возможно восстановить и использовать железобетонные конструкции аварийной зоны и участков тяжелых повреждений здания после продолжительного (4—6 ч) огневого воздействия. При этом расходуется относительно небольшое количество новых материалов.

Демонтаж железобетонных конструкций, особенно монолитных участков, массивных колонн, является трудоемкой работой, однако исправление таких конструкций, на первый взгляд даже без надежных, дает выигрыш в материалах и во времени при восстановлении зданий.

Заключение о пригодности зданий и конструкций, поврежденных пожаром, для дальнейшей эксплуатации дает строительный эксперт, производящий техническую экспертизу. В процессе экспертизы исследуются развитие пожара по участкам здания, поведение и причины обрушения строительных конструкций, оценивается материальный ущерб от пожара, намечаются способы восстановления здания.

Целесообразность выбора способов восстановления зданий, поврежденных пожаром, определяют в каждом конкретном случае в зависимости от состояния конструкций, эксплуатационных требований к ним, экономической эффективности восстановления поврежденных конструкций по сравнению с устройством новых.

Способы восстановления зданий независимо от причин их повреждения (просадка грунтов основания, действие взрывной волны, сейсмическое или огневое воздействие) в основном схожи. Так, способы усиления несущей способности элементов железобетонного каркаса, применяемые при реконструкции зданий, могут быть использованы и при ликвидации последствий пожаров. Однако при этом

должны быть учтены характерные особенности поврежденных железобетонных конструкций огнем.

Для любого обследования и восстановления поврежденных конструкций, в том числе и после пожара, характерны следующие основные принципы:

- 1) своевременность проведения технического обследования;
- 2) минимальный объем демонтажных (разрушительных) работ;
- 3) максимальное использование поврежденных железобетонных конструкций и элементов заводского изготовления для восстановления здания в кратчайшие сроки;
- 4) высокий уровень механизации восстановительных работ;
- 5) четкая организация и планирование работ по восстановлению здания в минимальные сроки и с малыми затратами [10, 18].

До настоящего времени материалы, используемые строительными экспертами в процессе исследования поврежденных огнем конструкций, разрознены по большому числу изданий.

В настоящей книге сделана попытка объединить данные, необходимые для работы строительных экспертов. В то же время автор считал возможным не повторять методику проведения пожарно-технической экспертизы, изложенную в нормативных документах и методических пособиях [41]. Материалы книги могут быть полезны также и пожарно-техническим экспертам.

Автор приносит глубокую благодарность рецензенту канд. техн. наук В. А. Пчелинцеву, научному консультанту канд. техн. наук, проф. Б. В. Якубовскому, а также д-рам техн. наук А. Ф. Милованову и А. И. Яковлеву за советы при подготовке книги к изданию.

Автор будет признателен читателям за предложения и замечания в адрес книги.

ГЛАВА 1. ОРГАНИЗАЦИЯ И МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ ЗДАНИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПОЖАРОМ

1. Порядок проведения технической экспертизы

Исследования последствий пожара на конструкции зданий проводят в соответствии с «Положением о порядке расследования причин аварий (обрушений) зданий, сооружений, их частей и конструктивных элементов» (Общей частью), утвержденным постановлением Госстроя СССР № 77 от 23 мая 1973 г. Для проведения расследований организуют технические комиссии: государственную (при убытках более 100 тыс. руб.) и местную (при убытках менее 100 тыс. руб.).

Государственную комиссию назначает Госстрой СССР, министерства и ведомства, исполкомы краевых, областных и городских Советов народных депутатов.

Местную комиссию назначает на строительстве, осуществляемом подрядным способом, начальник строительно-монтажного управления или руководство треста; на строительстве, осуществляемом хозяйственным способом, или на находящихся в эксплуатации зданиях — директор действующего предприятия, организации, учреждения.

Задачами технических комиссий являются: исследование основных параметров огневого воздействия на строительные конструкции зданий; выяснение причин обрушения (повреждения) конструкций во время пожара и после него; оценка влияния огневого воздействия на строительные конструкции и определение материального ущерба в результате обрушения (повреждения) зданий и сооружений при пожаре; разработка мероприятий по ликвидации последствий пожара и предупреждению аналогичных аварий (обрушений).

Состав государственной комиссии определяет в каждом конкретном случае организация, назначающая ее. В состав местной комиссии входят представители предприятия или заказчика, проектной и строительно-монтажной организаций, научно-исследовательских институтов, лабораторий и государственного пожарного надзора. В комиссию могут быть включены такие представители местных органов власти (по согласованию с ними).

Порядок привлечения к работе технических комиссий представителей государственного пожарного надзора

определяет Главное управление пожарной охраны МВД СССР.

К изучению пожаров привлекается средний и старший начальствующий состав подразделений пожарной охраны.

Местная комиссия организует:

1) срочную разборку обрушившихся конструкций или их части, когда это необходимо для спасения пострадавших;

2) осмотр здания или сооружения, ограждение опасной зоны строительных конструкций, проведение аварийных работ;

3) освидетельствование обрушенных и аварийных частей здания и строительных конструкций (к акту о состоянии строительных конструкций после пожара);

4) сбор материалов, характеризующих поведение строительных конструкций во время огневого воздействия и их состояние после пожара (фотографирование взаимного расположения обрушенных конструкций, описание и эскизы, установление очага пожара, мест расположения обрушенных и тяжело поврежденных конструкций, определение характера работы конструкций во время пожара, нагрузок, атмосферных условий и других обстоятельств).

Результаты работы местная комиссия оформляет техническим актом о пожаре. К техническому акту прикладывают справки об убытках от пожара, о затратах на восстановление конструкций; заключения строительных и пожарно-технических экспертов; материалы опроса свидетелей и объяснения должностных лиц; акт о состоянии здания, поврежденного пожаром; акт предварительного расследования причин обрушения конструкций во время огневого воздействия или после пожара (если эти документы были составлены ранее в ходе поэтапной работы комиссии).

К техническому акту о пожаре могут быть приложены протоколы лабораторных исследований материалов, элементов конструкций, поверочные расчеты конструкций. При составлении технического акта о пожаре рекомендуется использовать материалы акта и описания пожара, если эти документы были составлены Государственным пожарным надзором ранее технического обследования здания, проводимого местной комиссией или строительным экспертом.

Для выяснения причин обрушения частей здания и оценки пригодности конструкций, находившихся в условиях пожара, к дальнейшей эксплуатации привлекают строительных экспертов. Ими могут быть опытные сотрудники научно-исследовательских институтов и лабораторий огнестойкости строительных конструкций.

Строительный эксперт изучает особенности работы отдельных конструкций и здания в целом при огневом

воздействии и после пожара, определяет границы участков повреждения здания или сооружения;

определяет возможности работы железобетонных конструкций опасной зоны под контрольно-испытательной нагрузкой, если влияние огневого воздействия на несущую способность конструкций нельзя оценить достаточно точно только освидетельствованием конструкций и их расчетом;

проводит экспертизу причин обрушения конструкций при пожаре; устанавливает причины повреждения недемонтируемых конструкций опасной зоны и причины, вызывающие осложнения в дальнейшей эксплуатации конструкций;

выясняет недостатки и преимущества различных типов строительных конструкций, их элементов и отдельных узлов; изучает влияние узлов и сопряжений на работу конструкции здания во время пожара и после него;

определяет пригодность демонтированных после пожара железобетонных конструкций для дальнейшей эксплуатации;

проводит экспертизу для выявления отступлений в конструкциях здания, поврежденного пожаром, от проекта, строительных норм, технических условий или государственных стандартов;

разрабатывает рекомендации по восстановлению эксплуатационных характеристик железобетонных конструкций опасной зоны.

Строительный эксперт в процессе оперативного обследования может работать совместно с членами технической комиссии или (реже) самостоятельно.

При детальном обследовании здания строительный эксперт (экспертная группа), как правило, работает самостоятельно над решением вопросов, поставленных технической комиссией.

Срок проведения экспертизы конструкций здания определяет орган, назначивший техническую комиссию. Техническая комиссия имеет право организовать рабочие подкомиссии для детального изучения отдельных вопросов по расследованию пожара и привлекать к работе в комиссии экспертов и представителей местных организаций и учреждений.

Организацию и оплату проведения экспертизы, лабораторных исследований, испытаний и других работ, связанных с исследованием последствий пожара на строительные конструкции зданий и сооружений, а также оформление материалов исследований обеспечивает

строительно-монтажная организация (для строящихся зданий) или предприятие, организация (для эксплуатируемых зданий).

Технический акт о пожаре, составленный технической комиссией, подлежит утверждению в двухнедельный срок органом, назначившим комиссию. Указанный орган направляет утвержденный технический акт о пожаре заинтересованным организациям для осуществления отмеченных в акте предложений и мероприятий по ликвидации последствий пожара.

2. Виды технического обследования здания

Под техническим обследованием понимают проведение комплекса работ, позволяющих определить общее состояние здания, поврежденного пожаром. Характер и объем технического обследования зависят от обстановки на месте пожара, степени поражения здания огнем, а также от вида намеченных восстановительных работ.

В зависимости от задач, объема работ и сроков восстановления техническое обследование может быть следующих видов: 1) предварительное (общего характера), или рекогносцировка; 2) оперативное (ускоренное); 3) детальное.

Предварительное обследование распространяется на объект в целом (группу зданий), оперативное — на отдельное здание, его основные части и строительные конструкции, доступные для осмотра. При детальном обследовании выполняют натурное освидетельствование частей здания, строительных конструкций и отдельных элементов.

Предварительное обследование производят с целью общей ориентировки на месте пожара. Оперативное обследование зданий выполняют для ориентировочной оценки степени поражения здания и определения участков разрушенных и аварийных зон, а также для разработки плана исследования пожара и мероприятий по ликвидации его последствий. Цель детального обследования — освидетельствовать поврежденные огнем части здания и строительные конструкции и уточнить результаты оперативного обследования.

Детальное обследование здания осуществляется в несколько этапов:

1) организация проведения обследования: планирование экспертной работы, ознакомление с общей планировкой объекта и проектной документацией;

2) подготовка аппаратуры, приборов и приспособлений, необходимых для работы эксперта на месте пожара;

3) подбор состава местной комиссии, осмотр здания, его частей и строительных конструкций по зонам поражения;

4) изучение материалов о разрушительности пожара, технической документации об эксплуатации зданий, показаний очевидцев;

5) оформление материалов по результатам оперативного обследования (акта об общем состоянии здания, поврежденного пожаром, заявки на подготовку и проведение экспертных работ по натурному освидетельствованию строительных конструкций, плана-программы и договора на проведение исследовательских работ и др.).

Рекомендуется придерживаться указанного порядка работ. Однако на практике допускается выполнять работы параллельно и во взаимной увязке.

Для составления актов об общем состоянии здания после пожара и осмотре обрушенных конструкций, о характере развития пожара и т. д. эксперт может привлекать специалистов строительных и проектных организаций, сотрудников испытательных и пожарных лабораторий.

3. Подготовка к проведению технического обследования

Перед выездом на место пожара эксперт заранее ставит в известность руководителя предприятия о дне проведения обследования и его виде. К указанному сроку руководитель предприятия создает местную комиссию для проведения работ по обследованию здания.

Основой планирования экспертной работы является четкое определение функциональных обязанностей каждого сотрудника экспертной группы. Каждый сотрудник должен вести записи о получаемых им заданиях и примерном времени их выполнения.

Как показывает практика, значительную помощь в организации экспертных работ оказывают перечни предварительных подготовительных работ, необходимых для проведения технического обследования зданий. В таком перечне указывают сроки выполнения подготовительных работ, согласованные с администрацией объекта. Проведение работ оформляют актом местной комиссии, специальной заявкой эксперта или, по его предложению,

распоряжением (приказом) руководителя объекта, котором произошел пожар.

В период подготовки к проведению экспертизы (при оперативном обследовании) подбирают проектно-техническую документацию [44] и материалы по исследованию последствий огневого воздействия:

1) архитектурно-строительную и технологическую части проекта здания, сведения о его пожарно-технической характеристике, данные о месте очага поражения здания огнем и зоне разрушения конструкций, сметную документацию;

2) рабочие чертежи и пояснительную записку к проекту (расчетные схемы и расчеты с указанием проектных нагрузок и воздействий);

3) паспорта завода-изготовителя на изделия с указанием даты изготовления, армирования сечений, вида и отпускной прочности бетона;

4) документы на производство строительных работ (журналы, акты, исполнительную схему монтажа, сведения о дефектах конструкций и т. п.);

5) материалы о характере эксплуатации здания (сведения о нагрузках и воздействиях, журнал техника-смотрителя зданий, данные о причинах повреждений, сведения о ремонте, усилениях и т. п.);

6) данные исследований об интенсивности огневого воздействия, поведении строительных конструкций во время огневого воздействия и состоянии их после пожара, выполненных органами государственного пожарного надзора.

При обследовании зданий, поврежденных пожаром, не всегда удастся полностью собрать указанную документацию. В этом случае пользуются отдельными чертежами, а также данными, полученными от лиц, знавших поврежденный объект. Однако сведения, дающиеся по памяти, часто оказываются неточными или ошибочными. Полученные данные критически проверяют, пользуясь сохранившимися конструкциями или их элементами, извлеченными из зоны обрушения.

При отсутствии описания пожара сведения о процессе его развития получают из отчетных документов пожарной охраны (статического листка о пожаре, книги службы дежурных караулов, журнала по исследованию пожаров испытательной лаборатории) или устанавливают по показаниям очевидцев.

Данные, полученные во время оперативного обследования, являются основой для составления акта о состоя-

нии строительных конструкций здания после пожара. Достаточность представленной технической документации учитывают при разработке рабочей программы и календарного плана детального обследования конструкций, поврежденных огнем.

В результате работы с технической документацией определяют:

1) проектные и фактические архитектурно-строительную и пожарно-техническую характеристики здания;

2) особенности технологического процесса и характер развития температурного режима по зонам пожара;

3) соответствие исполнительной схемы расположения (раскладки) строительных конструкций здания проекту;

4) соответствие железобетонных конструкций проекту, требованиям строительных норм;

5) эффективность сопротивления огневому воздействию принятых объемно-планировочных и конструктивных решений обследуемого здания;

6) исходные данные для технико-экономического анализа вариантов восстановления проектных решений.

Длительность проведения экспертных работ зависит от вида технического обследования и степени повреждения здания в процессе пожара. Длительность технического обследования общего характера (предварительный осмотр) промышленного одноэтажного здания после пожара, не повлекшего обрушения строительных конструкций, составляет 5—6 ч, длительность оперативного обследования аналогичного здания с локальным обрушением строительных конструкций (вследствие огневого воздействия на них) возрастает в 2—3 раза. Детальное обследование здания, разрушенного пожаром, может продолжаться более месяца. Длительность технического обследования возрастает, а его качество снижается, если отсутствуют данные об интенсивности огневого воздействия в зонах здания вследствие преждевременного смыва водой копоти и сажи с поверхности поврежденных конструкций (замыв трещин), при отсутствии на объекте проектной и исполнительной документации и т. п.

4. Методика проведения технического обследования

В процессе любого вида обследования выполняется осмотр здания [13, 17, 22, 25, 36]. При осмотре здания, поврежденного пожаром, строительный эксперт должен: обнаружить и зафиксировать документально очаг поражения и прилегающие к нему зоны повреждения конструкций;

выявить состояние конструкций в зонах поражения здания, в первую очередь в зоне разрушения;

отыскать и обеспечить сохранность предметов — тер-

мосвидетелей (строительных конструкций, их элементов оборудования и материалов), которые могут охарактеризовать температурный режим в зонах огневого воздействия;

собрать сведения о состоянии строительных конструкций до пожара, а также о развитии пожара и его тушении.

В зависимости от интенсивности огневого воздействия железобетонные конструкции получают различные повреждения. Различают три основные зоны повреждений конструкции: 1) наиболее интенсивного огневого воздействия (очаг поражения); 2) прилегающие к очагу пожара (зоны поражения); 3) не поврежденные огнем участки.

Прилегающие к очагу пожара зоны поражения подразделяются в свою очередь на участки тяжелых, сильных и слабых повреждений.

Во время осмотра определяют границы всех зон участков.

Выявление и фиксация признаков очага поражения здания — наиболее сложная часть работы при осмотре строительных железобетонных конструкций, поврежденных огнем. Дело в том, что место возникновения пожара и очаг поражения строительных конструкций здания огнем могут не совпадать. В этом случае необдуманное принятие строительным экспертом вывода пожарно-технической экспертизы о расположении очага поражения здания как места очага пожара может оказаться ошибочным. Строительный эксперт определяет границу очага поражения здания только по характеру и степени повреждения конструкций. Вследствие этого его задачей прежде всего является обнаружение и фиксация признаков очага поражения, анализ которых позволит установить место наиболее интенсивного воздействия огня на конструкции. К признакам очага поражения относятся следы наиболее тяжелых повреждений и разрушения конструкций, следы горения и направленности распространения пожара. Однако не всегда при пожаре возникают и сохраняются явные признаки очага поражения, поэтому важно установить характерные для повреждения места интенсивного теплового воздействия на строительные конструкции.

Очевидные признаки очага поражения отсутствуют например, во время кратковременного пожара небольшой разрушительности. В этом случае нужно определить

следы пожара, свидетельствующие о направленности горения.

Для выявления места наиболее интенсивного горения важное значение имеют показания лиц, которые обнаружили пожар или участвовали в его тушении.

При осмотре нельзя определить заранее, какие следы пожара приобретут решающее значение. Поэтому важно правильно закрепить и сохранить обнаруженные следы поражения.

В здании, поврежденном пожаром, до окончания осмотра должны быть сохранены:

строительные конструкции или их элементы, предметы и признаки, характеризующие обстановку накануне пожара;

следы пожара, отражающие особенности горения, поведения строительных конструкций и их состояния по зонам повреждения;

признаки и другие доказательства причины разрушения (обрушения) железобетонных конструкций во время или после пожара.

По признакам, характеризующим обстановку перед пожаром, судят о размере и характере горючей нагрузки (мощности огневой нагрузки на строительные конструкции, границах очага поражения и характерных повреждениях по зонам здания). Сохранение этих признаков входит в обязанности экспертов, членов местных комиссий и других должностных лиц, занимающихся исследованием последствий пожара.

В случае обрушения железобетонных конструкций во время пожара необходимо найти и сохранить доказательства причины их разрушения. На практике выполнить эти рекомендации непросто, поскольку найденные при визуальном осмотре части конструкций могут быть неопознаны, а в последующем изъяты из состава вещественных доказательств. В связи с этим при выявлении предметов (документов), могущих оказаться вещественными доказательствами, нужно придерживаться следующих правил: 1) особо тщательно исследовать следы и вещественные доказательства обрушения конструкций в очаге поражения здания; 2) ориентироваться на более широкий круг предложений о причине обрушения частей здания и железобетонных конструкций; 3) если возникает вопрос о целесообразности сохранения или изъятия предмета (документа), он должен быть решен в пользу сохранения его.

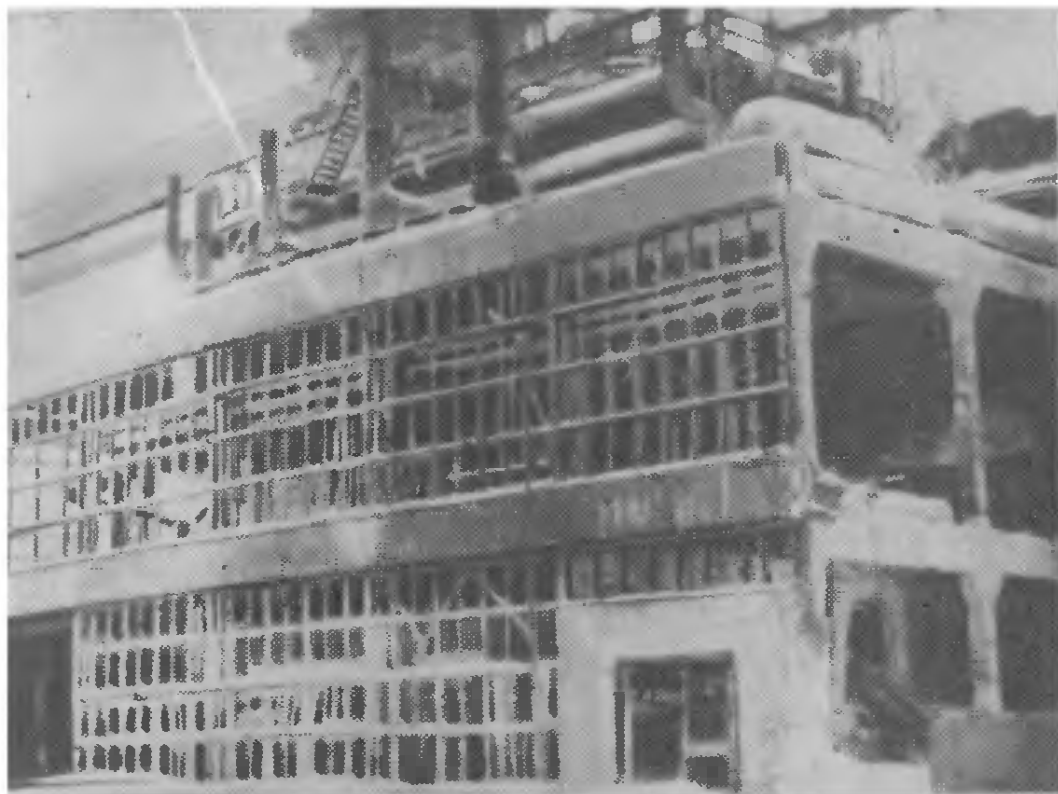
Обстановка в здании, где произошел пожар, быстро

изменяется и может быть нарушена под воздействием метеоусловий, при восстановительных работах, вследствие преднамеренных действий, направленных на скрытие следов пожара, характеризующих причину обрушения конструкций. В связи с этим осмотр и разборка строительных конструкций, раскопки и другие работы, организуемые без разрешения местной комиссии, ведущей исследование пожара, должны быть исключены. Наиболее целесообразно для сохранения обстановки в здании принять меры по ликвидации последствий пожара в очаге поражения без разборки и демонтажа строительных конструкций. Неконтролируемая разборка завалов с удалением конструкций в большей мере искажает обстановку в здании, чем разрушительный процесс горения при пожаре.

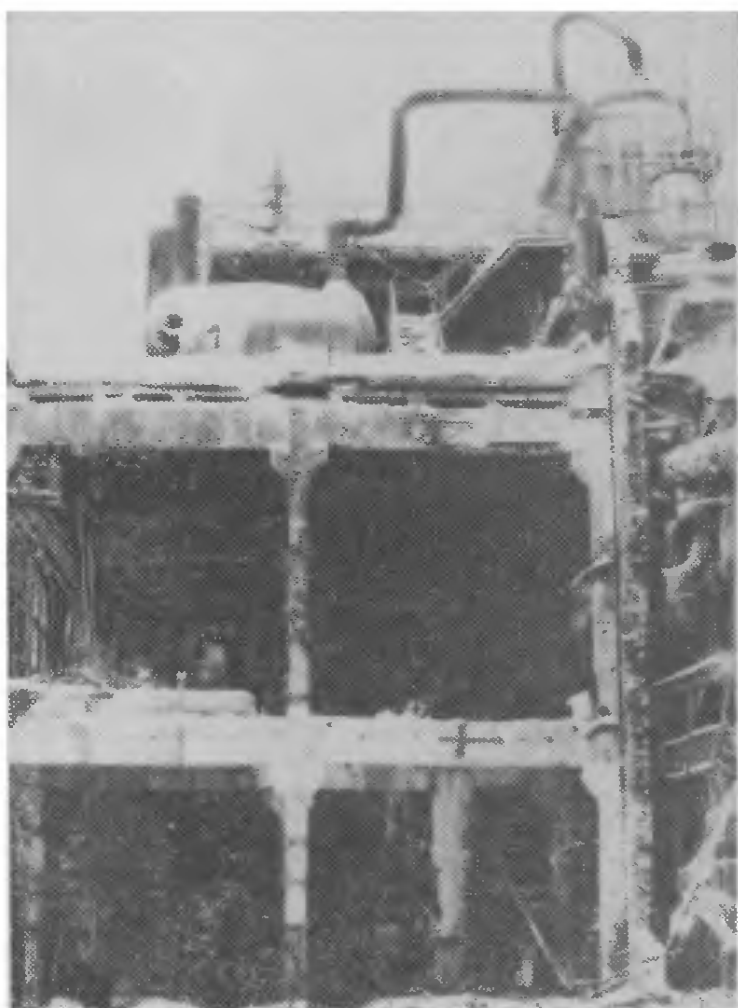
Для фиксации последствий пожара широко применяют фотографирование. Оно позволяет быстро и объективно запечатлеть состояние здания, поврежденного пожаром, точно воспроизвести специфические детали, элементы, узлы, дать наглядное представление о некоторых признаках поражения конструкций здания, которые невозможно описать в протоколе осмотра. Кроме того, при осмотре не всякое вещественное доказательство можно изъять с места пожара.

1. Виды фотосъемки и методика ее проведения

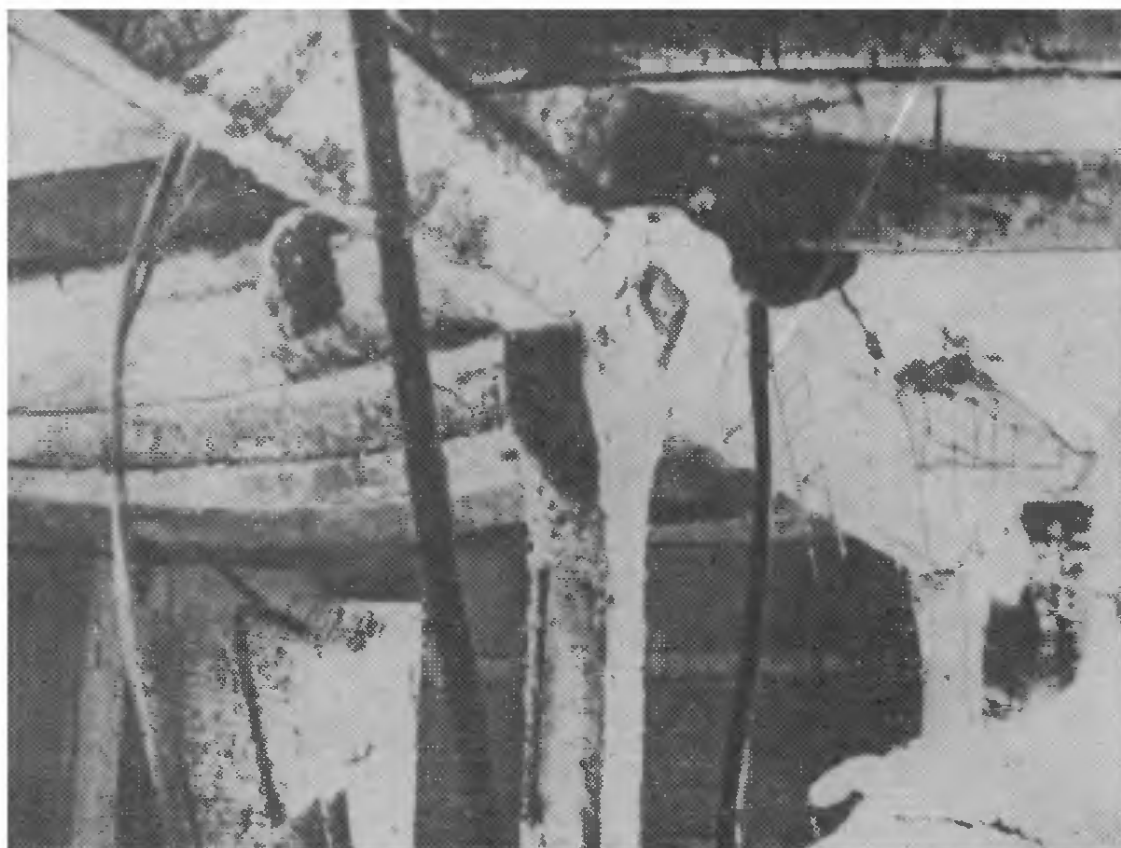
Снимок	Назначение снимка, рекомендации по его осуществлению
Орентирующий	Для фиксации взаимного расположения очага поражения здания и прилегающих к нему участков повреждения. Снимки получают с более высоких точек, чем объект. Для съемки применяют широкоугольные объективы или панорамную съемку Для фиксации объекта пожара, если по условиям съемки зона горения не может быть показана на одном кадре. Снимков должно быть столько, чтобы можно было показать взаимное расположение конструкций или частей здания Для фиксации отдельных участков или их частей, характерных разрушений. Узлы снимают крупным планом
Детальный	Для фиксации отдельных конструкций или их элементов, следов огневого воздействия на поверхности элементов; признаков, характеризующих повреждения железобетонных конструкций Съемку выполняют основными объективами. Для более крупного изображения используют удлинительные кольца к объективу. Применяют метод масштабной съемки (с линейкой, метром)



1. Общий вид здания, поврежденного пожаром (ориентирующая фотосъемка)



2. Вид на строительные конструкции участка тяжелых повреждений (обзорная съемка)



поврежденных



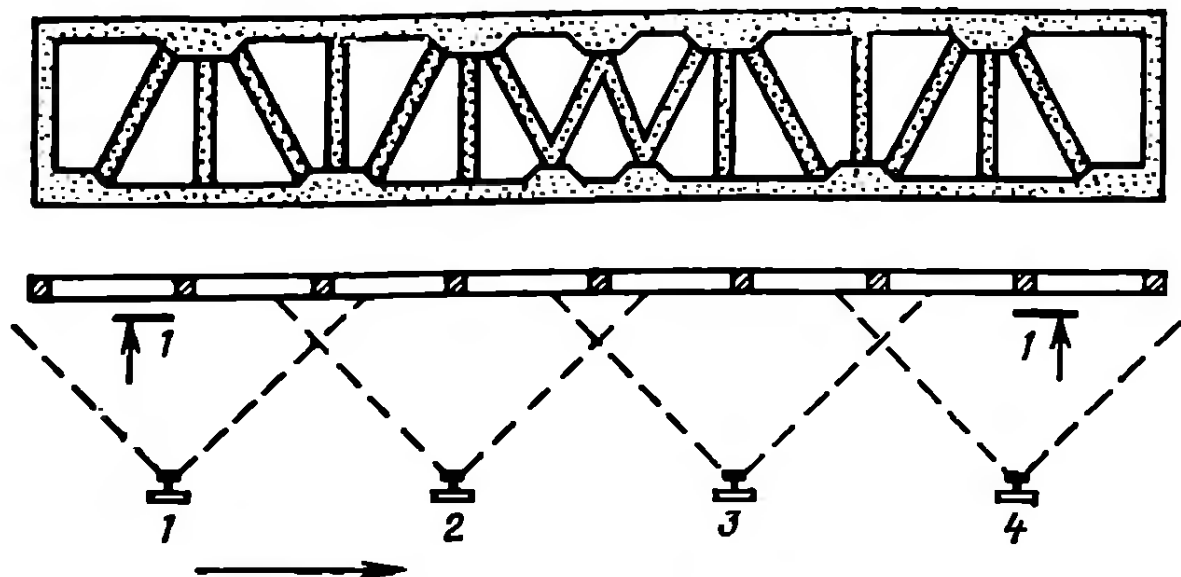
4. Состояние короткой консоли железобетонной колонны после пожара (детальная фотосъемка)

Различают четыре вида фотоснимков (табл. 1):

1) ориентирующий; 2) обзорный; 3) узловой и 4) детальный (рис. 1—4).

Если фотографируемый объект не помещается в один кадр, его снимают по частям, которые монтируют в один снимок (панораму). Панорамы могут быть круговыми, секторными, линейными (рис. 5).

Секторная панорама является более распространенной при исследовании последствий пожаров. Наилучшие результаты при съемке секторной панорамы получают с использованием штатива. Во время фотографирования в каждый последующий снимок должно входить 0,1—0,2 части предыдущего кадра. Круговую панораму применяют редко. К фотосъемке ли



Б. Фотосъемка панорамная линейная

1, 2, 3 и 4 — точки съемки участков железобетонной фермы

нейной панорамы прибегают в случае, если фотоаппарат не может быть отнесен на достаточное расстояние от объекта или если линейную конструкцию снимают по частям в крупном плане. Каждый кадр линейной панорамы снимают на одинаковом расстоянии от конструкции. Нужно учитывать, что при линейной съемке проявляются большие перспективные искажения по краям кадра.

Части здания, участки, детали снимают перед его разборкой, на отдельных этапах работы и после ее завершения. Так, фотосъемку элементов железобетонных конструкций производят перед вскрытием арматуры, после удаления бетона поврежденной огнем части сечения, после фиксации толщины защитного слоя бетона, а также после полного обнажения арматурного каркаса (сетки) в характерных местах.

Не относящиеся к данной обстановке предметы из кадра следует убрать, чтобы они не мешали восприятию основного содержания снимка. Инородными включениями могут быть лестницы, стремянки, подмости, приспособления и инструменты, предназначенные для обследования конструкции, предметы, внесенные в зону поражения после пожара, и т. п. Если до съемки в здании были устроены временные подмости, настилы, обшивки, мешающие фотографированию, на время съемки их нужно по возможности убрать. Людей, которые могут попасть в кадр, удаляют.

Фотосъемки элементов конструкций, деталей оборудования, отдельных признаков в очаге поражения должны сопровождаться фотографированием зоны поражения здания всей железобетонной конструкции, устройства или оборудования. Этот прием фотосъемки обеспечивает доказательность местоположения детали, узла, элемента конструкции или характерного признака.

Аварийные или предаварийные конструкции (с признаками тяжелых повреждений), угрожающие обрушением или подлежащие разборке, осматривают и фотографируют в первую очередь. Съемка обгоревших поврежденных и закопченных строительных конструкций требует особого навыка. Особую сложность представляет фотосъемка длинных и затемненных зданий. При съемке длинных по-

мощный свет импульсной лампы слабо освещает их глубину. Съемку в таких случаях производят с применением специальных призм: съемка со штатива — выдержка «от руки»; способом «блуждающего света»; с использованием нескольких импульсных ламп, включающихся синхронно.

Для изучения особенностей состояния материалов железобетонных конструкций, поврежденных огнем, используют макрофото-съемку. Крупномасштабную макросъемку производят в лабораторных условиях с применением специальной аппаратуры. Места фотографирования последствий пожара отмечают в протоколе осмотра здания.

Различают предварительный и основной (детальный) осмотры здания, поврежденного пожаром. Во время предварительного осмотра здания определяют участки обрушения и аварийные конструкции и ограждают опасную зону. Основной осмотр участков здания подразделяется на визуальный и инструментальный. В процессе визуального осмотра участки повреждения строительных конструкций сохраняют без изменения, за исключением тех случаев, когда требуется обеспечить безопасность.

В объем визуального осмотра входят:

1) обследование состояния несущих строительных конструкций в зонах повреждения. При этом определяют границы очага поражения, зону обрушения, конструктивную схему, способ огнезащиты строительных железобетонных конструкций здания;

2) определение степени повреждения элементов здания и фиксация зон повреждения на планах здания и развертках конструкций;

3) оценка прочности бетона в железобетонных конструкциях косвенными методами: эталонными молотками или другими простейшими приемами; определение расположения арматуры по сечению железобетонных конструкций и ее механических свойств;

4) установление необходимости проведения дополнительных испытаний материалов и конструкций с целью определения более достоверных данных о фактических свойствах бетона и арматуры;

5) составление заключения о состоянии здания в целом и рекомендуемые предварительно способы восстановления здания.

При обследовании состояния несущих конструкций определяют их взаимное расположение в аварийной зоне и устанавливают очаг поражения.

Данные о состоянии и взаимном расположении строительных конструкций в очаге поражения (в аварийной зоне и зоне разрушения) вносят в протокол осмотра и

фиксируют фотосъемкой. Особенно тщательно фиксируют следы пожара, которые после разборки аварийной зоны и расчистки участков обрушения конструкций могут не сохраниться. При этом по характеру и степени разрушения частей здания в процессе пожара намечают границы участков повреждения конструкций.

Большую роль визуальный осмотр приобретает при исследовании последствий пожаров, сопровождающихся обрушениями частей здания. Перемещение и отвоз поврежденных конструкций из зоны обрушения может привести к полному уничтожению признаков очага поражения здания. В таких случаях к осмотру конструкций в наиболее поврежденной зоне здания приступают сразу после тушения пожара, как только позволит обстановка в очаге поражения.

В результате проведения осмотра готовят заключение о состоянии здания после пожара. Оно включает подробное описание случаев обрушения частей здания, отдельных конструкций или элементов, а также данные об отклонении несущих конструкций от проектного положения (по результатам геодезической съемки); эскизы, фотографии поврежденных конструкций, их узлов и пересечений с нанесенными размерами; поэтажные планы и характерные разрезы здания с нанесенными на них повреждениями, обрушениями, отклонениями от осей; развертки несущих железобетонных конструкций с указанием на них перемещений, раскрытия трещин и других дефектов.

Инструментальный осмотр железобетонных конструкций сопровождается их разборкой, извлечением из зоны обрушений, испытанием прочности бетона конструкций, определением положения арматуры в ней. Во время разборки завалов в здании железобетонные конструкции, подлежащие инструментальному осмотру, перемещают на расчищенные места или в менее поврежденные зоны. В процессе инструментального осмотра уточняют результаты ранее проведенного визуального осмотра [10, 22, 25].

Инструментальный осмотр железобетонных конструкций не всегда нужно проводить в пределах всего очага поражения здания. В завалах остатков строительных конструкций необходимо осмотреть те железобетонные конструкции, которые могут характеризовать причину обрушения части здания. Однако во всех случаях чем больше зона интенсивного горения и значительнее участ-

ки разрушения строительных конструкций, тем больше требуется усилий, времени и материальных затрат для проведения осмотра.

Принципом любого вида осмотра является последовательный переход от общего обзора к осмотру отдельных деталей. Сначала делают общий обзор здания, затем осмотр его частей, расположенных в очаге поражения; после этого осмотр конструкций по зонам повреждения и конструкций в пределах узла, стыка или сопряжения и, наконец, осмотр деталей.

Общий обзор частей здания в целом позволяет выявить закономерности в изменении повреждений конструкций в пределах всех зон поражения одновременно. По внешним признакам повреждений устанавливают очаг поражения здания и направления, в которых степень повреждения конструкций уменьшается.

При осмотре здания по зонам поражения определяют вид повреждения, фиксируют дефекты, характерные для каждой зоны намечают границы участков повреждения конструкций.

Осмотр узлов конструкций дает возможность установить состояние стыков и мест сопряжения железобетонных конструкций которыми может определяться группа признаков, в совокупность объясняющих характер развития температурных деформаций частей здания при огневом воздействии и после него.

При осмотре деталей выявляют наиболее поврежденные огнем элементы железобетонных конструкций, устанавливают состояние групп по зонам поражения здания.

Осмотр очага поражения здания проводят по мере возможности доступа в него. Участки здания, находящиеся за пределами очага поражения, осматривают сразу же после начала обследования.

В высоких и затемненных помещениях для оценки состояния опор ригелей (балок, ферм) на колонны или несущие стены применяют передвижные телескопические приборы, полевой бинокль или линзовый эндоскоп РВП-451.

Линзовый эндоскоп состоит из двух составных трубок, в которые вмонтированы оптические стекла. Длина трубок 7,5 м (одна 1,5 м, другая 6 м), диаметр трубки 38 мм. Эндоскоп обеспечивает 5—10-кратное увеличение и позволяет осматривать конструкции расположенные от наблюдателя на расстоянии до 7,5 м.

Осмотр высокорасположенных конструкций ведут с мостовых кранов или подмостей, возведенных специально для этих целей. В затемненных помещениях устанавливают переносные источники света (прожекторы). В труднодоступных местах, где возможны концентрации токсичных веществ, осмотр проводит группа, состоящая не менее чем из трех человек, при этом один из них должен наблюдать за выполнением работ с безопасного места.

При использовании в затемненных местах микроскопов типа трубки Бринелля (МПБ-2 и т. п.) хороший эффект дает местная точечная подсветка электрическим фонарем.

В процессе осмотра зданий, поврежденных пожаром определяют состояние железобетонных конструкций степень их прогрева, наличие скрытых дефектов, трещин

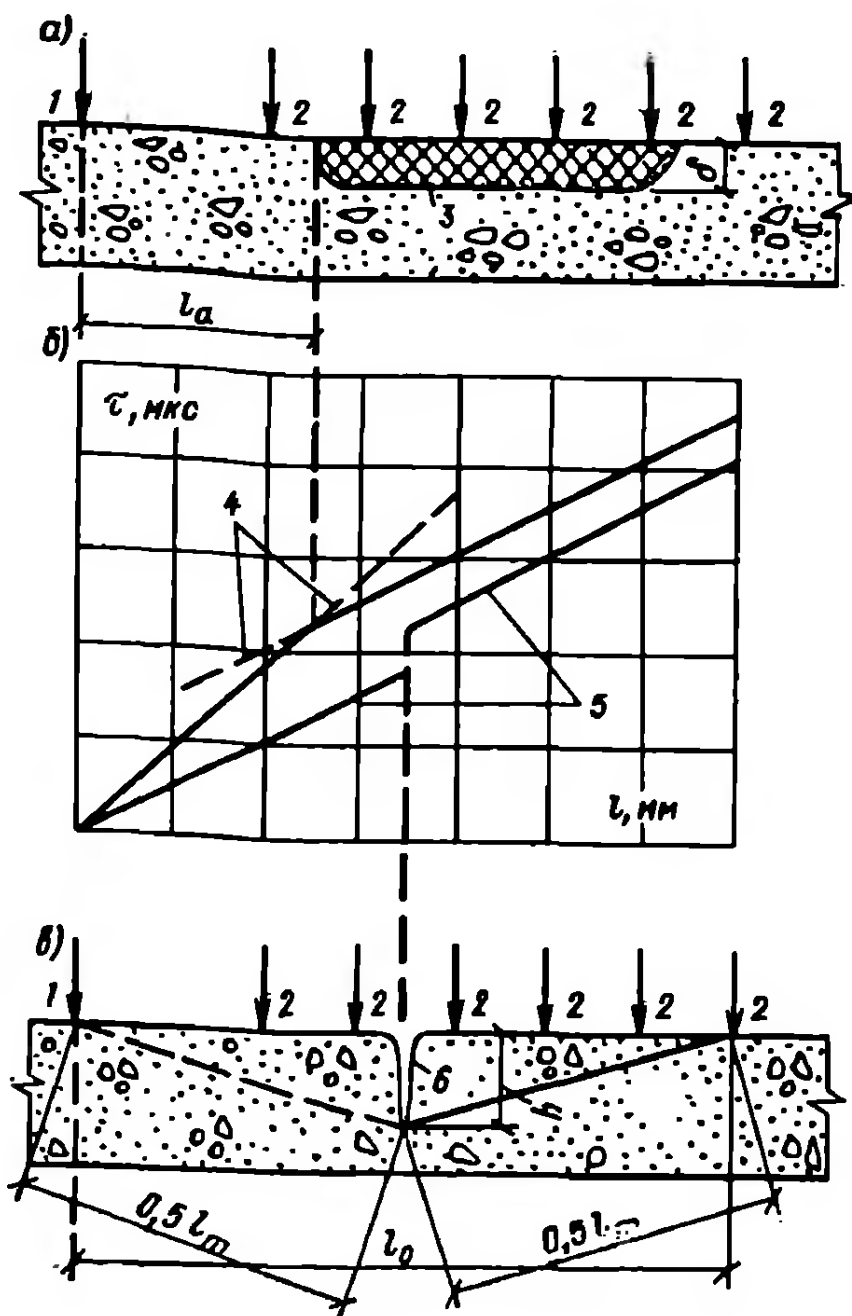
Глубину прогрева сечений железобетонных элементов ориентировочно можно оценить по изменению звука и цвета бетона, непосредственным испытанием, путем от

кола бетона по сечению молотком, теплотехническим расчетом, если известны длительность и максимальные температуры огневого воздействия (более подробно об этом см. в гл. II). При такой оценке следует учитывать вид обогрева и массивность элементов. У массивных элементов (например, колонн) часть бетона, прогретая до температур 500—550 °С при двух- и трехстороннем обогреве, отваливается при ударе молотком. Односторонний обогрев тонкостенных железобетонных конструкций (например, панелей плит) приводит к их относительно равномерному прогреву. В таком случае определить глубину прогрева сечения до температуры 500—600°С непосредственно отколом бетона практически невозможно. При этом тонкостенные элементы находятся в сложном напряженном состоянии, а у бетона по всему сечению конструкции значительно снижаются прочностные и деформативные свойства. Вследствие этого перекаленные огнем участки тонкостенных сечений разрушаются от действия собственной массы при их демонтаже.

Для определения скрытых дефектов конструкций: трещин, пустот, раковин, рыхлого бетона — применяют ультразвуковые приборы [16, 34]. Наиболее удобным является прибор УКБ-1м. Он измеряет скорость распространения акустического импульса, изменение его энергии и частотно-амплитудный спектр. Работа прибора основана на том, что при прохождении ультразвука через бетон, имеющий неоднородные включения, акустические импульсы затухают интенсивнее, чем в неповрежденном бетоне. Точность измерения амплитуды импульсов зависит от надежности акустических контактов щупов прибора и бетона, поэтому при обследовании наряду с коэффициентом затухания определяют и характер реверберационного процесса в сечении элемента. При дефектоскопии массивных железобетонных конструкций на низких частотах (20—150 кГц) чувствительность приборов невелика. Однако некоторые специфические дефекты, вызванные недоброкачественной укладкой бетона, воздействием огня, промерзанием или коррозионными разрушениями, обнаруживаются достаточно четко.

Участки бетона, поврежденные огнем, определяет перелом линии продольного годографа (рис. 6). Толщину разрушенного поверхностного слоя бетона находят по формуле

$$= 0,5 l_a \sqrt{(v_1 - v_2)/(v_1 + v_2)}.$$



6. Определение локальных дефектов бетона ультразвуковым продольным профилированием

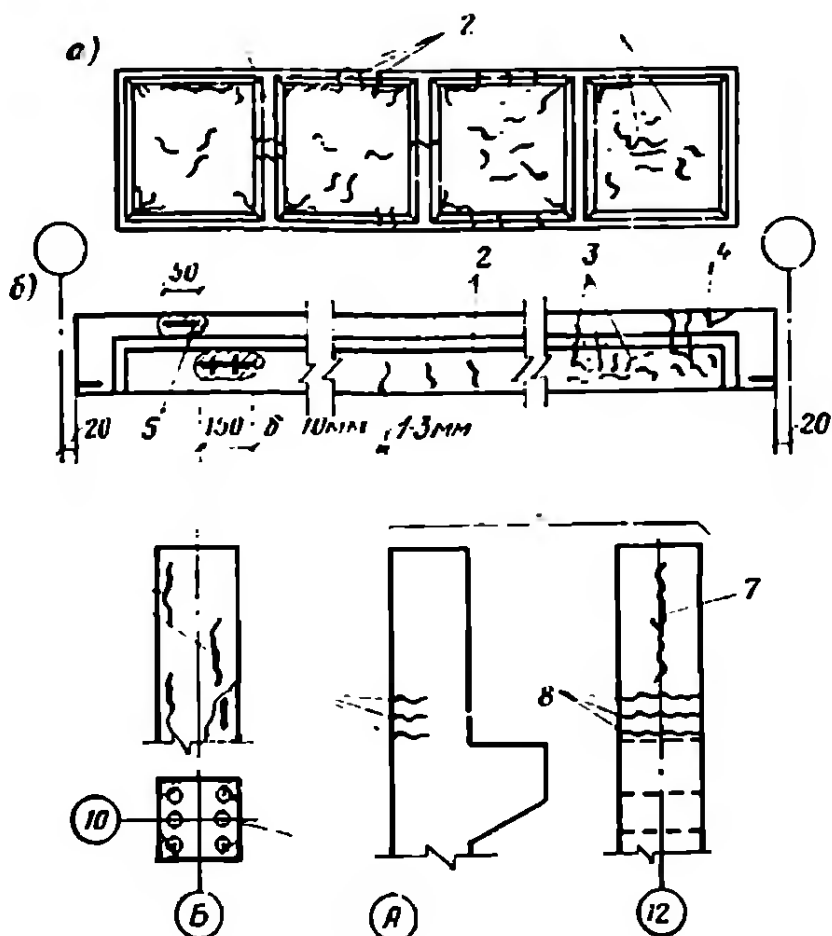
а — участка бетона с нарушенной структурой; б — продольный годограф; в — к оценке глубины трещины в бетоне; 1, 2 — зоны установки излучателя и приемника; 3 — участок бетона конструкции с нарушенной структурой; 4 — перелом линии годографа при наличии слоя бетона, поврежденного огнем; 5 — разрыв линии годографа при наличии трещины в конструкции; 6 — поверхностная трещина

где l_a — расстояние от излучающего преобразователя до точки перелома годографа; v_1 и v_2 — соответственно скорости ультразвука в неповрежденном и поврежденном слоях бетона.

В процессе обследования зданий, поврежденных пожаром, выявляют конструкции, имеющие трещины в бетоне с шириной раскрытия более 0,3 мм. Такие трещины в ряде случаев являются внешними признаками повреждений, значительно влияющих на прочность и долговечность железобетонных конструкций. Так, широко раскрытые трещины 2, расположенные в пролете изгибаемых элементов, свидетельствуют о снижении прочности рабочей арматуры или потере предварительных напряжений в ней (рис. 7). Беспорядочные температурно-усадочные трещины 3 и 4 возникают на поверхности бетона, поврежденного огнем. Влияние неглубоких трещин 3 на

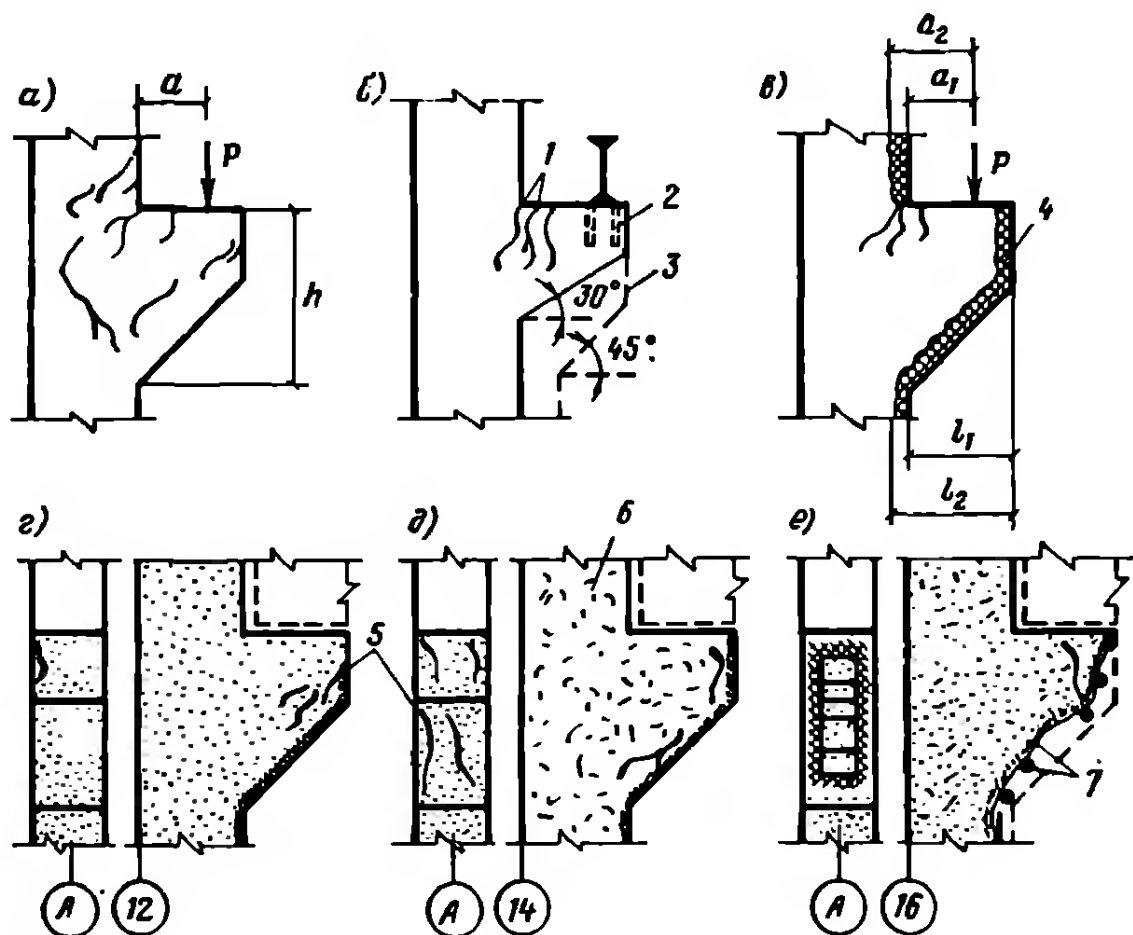
7. Характер образования трещин и повреждений в элементах железобетонных конструкций от огневого воздействия

а — в ребристых плитах покрытий и перекрытий (обогрев снизу со стороны ребер);
б — в прогонах, балках, ригелях;
в — в колоннах, столбах, элементах ферм



прочность конструкции менее значительно, чем на их долговечность. Глубокие трещины 4 в сжатой зоне указывают на снижение прочности железобетонных конструкций. Наличие сквозных рваных отверстий в тонкостенных элементах и обрушение (обкол) лещадок 5 бетона площадью 0,001—0,03 м² на глубину 10—15 мм с поверхности массивных элементов является следствием взрывообразного разрушения бетона. Эти повреждения характерны для участков непосредственного воздействия пламени на железобетонные конструкции над очагом пожара. Трещины 1 в стыке ребер плиты с ее полкой возникают от разности температурных напряжений в сечениях элементов.

Продольные сквозные трещины 6 вблизи углов конструкций являются признаком отслоения защитного слоя бетона, наиболее поврежденного двухмерным потоком тепла. При простукивании защитный слой бетона не имеет хорошего сцепления с ядром сечения, глухо звучит и отлетает. Продольные несквозные трещины 7 в середине стороны сечения пронизывают защитный слой и являются следствием поперечного температурного расширения арматурного стержня. Глубокие, иногда сквозные трещины 8 на стыке двух частей колонн свидетель-



8. Примеры образования трещин и повреждений в коротких консолях железобетонных колонн

а — трещины среза при одновременном достижении несущей способности колонной и консолью; *б* — пример неправильно запроектированной консоли; *в* — трещины среза от совместного действия нагрузки и огневого воздействия; *г, д, е* — повреждения консолей в зависимости от интенсивности и длительности огневого воздействия; *1* — трещины в бетоне за отогнутой арматурой; *2* — отверстия для анкеров, ослабляющие консоль; *3* — контур правильно запроектированной консоли; *4* — часть сечения бетона, полностью поврежденного огнем; *5* — сквозные трещины в углах вылета консоли; *6* — температурно-усадочные поверхностные трещины; *7* — откол защитного слоя бетона и оголение арматуры во время пожара

вуют о значительных температурных перемещениях элементов покрытия и об аварийном состоянии надкрановых частей колонн после пожара.

Наиболее чувствительны к силовому и огневому воздействию консоли колонн. В коротких консолях железобетонных колонн причиной образования трещин является срез бетона (рис. 8,а). В некоторых случаях трещины образуются вследствие неправильного конструирования или неудачного приложения нагрузки (рис. 8,б). В процессе огневого воздействия рабочее сечение колонны уменьшается, из-за этого вылет консоли (плечо приложения нагрузки) увеличивается. Характер повреждения колонны огнем и разрушения сильно нагруженной консоли показан на рис. 9,в. Короткие консоль

$$h = 0,5 v_a \sqrt{\tau_T^2 - \tau_a^2}; \quad v_a = l_a / \tau_a,$$

где v_a — скорость распространения ультразвука, м/мкс, в бетоне на участке без наличия трещин; l_a — база измерений, м.

В железобетонных конструкциях на участках повреждений различают трещины: технологического происхождения; монтажные и эксплуатационные; от огневого воздействия. В аварийной зоне определить характер и причину образования трещин иногда невозможно, поэтому считают, что все трещины являются следствием огневого воздействия на конструкции.

Необходимым условием эффективности выполнения технической экспертизы является выезд строительного эксперта на место пожара. Личное восприятие экспертом обстановки на месте пожара, возможность непосредственного обозрения и оценки существенных для исследования деталей не могут быть компенсированы ни подробными показаниями очевидцев, ни повышением точности расчета. Однако эксперт прибывает на объект обычно после ликвидации горения, поэтому он должен произвести предварительный осмотр здания, сделав обзор зон поражения; подготовить предложения о сохранении сложившейся обстановки; опросить очевидцев, пожарных, руководителей объекта о развитии пожара.

Опыт подтверждает целесообразность проведения предварительного осмотра здания до беседы с руководителями объекта, членами местной комиссии и очевидцами, так как во время такого осмотра у строительного эксперта создается собственное мнение о степени разрушительности пожара и общем состоянии здания. В этом случае последующий опрос очевидцев является более направленным и активным. После предварительного осмотра эксперт составляет план осмотра по зонам поражения здания. Осмотр начинают с тех зон и участков здания, в пределах которых обстановка и следы огневого воздействия могут не сохраниться.

Исследование последствий крупных пожаров целесообразно проводить бригадным методом. В состав бригады рекомендуется включать представителя администрации объекта (инженера-строителя); строительного эксперта (сотрудника вуза, НИИ или отраслевой лаборатории); представителя проектной организации (главного инженера проекта); производителя работ (инженера) сотрудников испытательной пожарной лаборатории (1—2 чел.); инженера-геодезиста; техников-строителей (1—2 чел.).

2. Технические средства, применяемые при обследовании зданий, поврежденных пожаром

Наименование	Определяемый параметр или назначение
Для визуального осмотра здания	
Эталонный молоток Кашкарова или склерометры типа КМ, ХПС	Поверхностная прочность бетона
Стержни к молотку Кашкарова (5—10 шт.), зубило, слесарный молоток	То же
Угловой масштаб	Диаметр лунки (отпечаток шарика молотка)
тангенциркуль	Толщина защитного слоя бетона, диаметр стержней, глубина разрушения бетона и т. п.
Лупа 4* с делением через 0,1 мм	Ширина раскрытия трещин, диаметр отпечатка эталонного молотка
Линзовый эндоскоп РВП-451	То же
Электрический фонарь	Осмотр конструкций в труднодоступных местах
Прогибомер механический или гидравлический	Осмотр конструкций в затемненных местах
Рулетка стальная длиной 10—20 м; стальная линейка длиной 0,5—1 м с делениями через 1 мм	Прогиб строительных конструкций
	Расстояние между конструкциями, их размер
Для освидетельствования конструкций	
Портативный гидравлический пресс-насос Вольфа ГПНВ-5	Прочность бетона при испытании на отрыв и скалывание
Прибор ИЗС-2 (завод «Контроль-прибор», Москва)	Диаметр арматуры и толщина защитного слоя бетона
Прибор ИСМ-1 переносной	Месторасположение и сечение скрытого металла в частях здания
Приборы УКБ-1М, «Бетон-3М», ДУК-20	Прочность и однородность бетона; дефектоскопия строительных конструкций
Микрометр	Сечение арматуры
Микроскоп отсчетный МИР-2	Ширина раскрытия трещин
Термощуп марки ТМ	Температура на поверхности конструкций
Снегомер весовой ВС-43	Плотность снежного покрова
Ножовка, напильник, кусачки, плоскогубцы, керн	Изготовление образцов
Для фотосъемки	
Фотоаппарат для съемки на пленку шириной 35 мм	Фотографирование конструкций и частей здания после пожара

Наименование	Определяемый параметр или назначение
Широкоугольный и телескопический объективы, удлинительные кольца, штатив, тресик, панорамная головка, запасной комплект фотопленки (2—5 шт.), светозащитные бленды Электронная лампа-вспышка Фотоэкспозиометр Светонепроницаемый мешок Линейка деревянная длиной 0,2—0,3 м с делениями через 1 мм Ножницы	То же Фотографирование затемненных и сильно закопченных конструкций Оценка освещенности при съемке Аварийная перезарядка фотоаппарата Масштабная съемка деталей железобетонных конструкций Для работы с фотопленкой
Для геодезических работ	
Нивелиры типа НЗ или НС-4; нивелирные рейки длиной 3—4 м (ГОСТ 11158—76) Теодолиты типа 2Т5 или Т15 Мерные стальные ленты типа ЛЗ и ЛЗШ Рулетка стальная длиной 2—100 м. Набор металлических шпилек диаметром 5—6 мм, длиной 0,3—0,4 м (6—11 шт.) Поверочные линейки (ГОСТ 8026—75*), индикатор часового типа (ГОСТ 15593—70), щупы, шаблоны Стальная проволока тонкая гладкая 0,5—0,8 мм длиной 20—30 м (ГОСТ 3282—74*) Поверочные угольники 90° (ГОСТ 3749—77*) Штангенциркуль (ГОСТ 166—80), штангенглубиномер (ГОСТ 162—80)	Измерение перемещения точек конструкции по горизонтали Измерение углов и отклонений по вертикали Линейные измерения Фиксирование точек (длины ленты) Выявление непрямолинейности и неплоскостности поверхности элементов Выявление прогибов, выгибов и отклонений элементов Неперпендикулярность поверхностей элемента Линейные размеры элементов, толщина защитного слоя бетона

Примечания: 1. Технические средства комплектуют, как правило, в 1 экз., кроме оговоренных по тексту.

2. Для приборов и приспособлений, предназначенных для визуального осмотра здания, приспособливают чемодан с гнездами.

3. Для укладки фотосъемочного комплекта удобно иметь репортерскую сумку.

К обследованию состояния железобетонных конструкций здания следует привлекать геодезическую службу объекта. Целесообраз-

ность применения геодезических способов измерения перемещений и деформаций конструктивных элементов обуславливается трудностью или опасностью подхода к ним.

В состав геодезических работ входят: проверка соответствия фактического положения основных несущих конструкций здания исполнительной геодезической съемке; определение размера перемещений и деформаций конструкций здания после огневого воздействия; геодезические наблюдения за перемещениями и деформациями поврежденных конструкций восстанавливаемых зданий.

Для обследования строительных конструкций зданий, поврежденных крупным пожаром, составляют проекты производства геодезических работ, в которых отражают обоснование выбора методов геодезических измерений; устанавливают последовательность их выполнения; определяют места контрольных измерений.

Геодезические работы производят по специальному техническому заданию. В нем указывают части здания, строительные конструкции и их элементы, подлежащие геодезической проверке, виды перемещений и деформаций (сдвиги, перемещения, прогибы, отклонения и т. п.), которые следует определить; элементы здания и строительные конструкции, за которыми нужно установить геодезическое наблюдение, периодичность наблюдений; требуемую точность измерений и перечень отчетных документов.

Работы, связанные с определением перемещений строительных конструкций, проводит инженер-геодезист.

5. Технические средства, применяемые при обследовании

Для комплексного инструментального обследования зданий, поврежденных пожаром, пользуются набором технических средств (табл. 2).

6. Техника безопасности и пожарная безопасность

В процессе предварительного обследования зданий, поврежденных пожаром, в первую очередь производят наружный обход разрушенных и поврежденных зон. При этом выявляют общее состояние несущих и ограждающих конструкций, свисающих на арматуре, и угрожающих падением железобетонных элементов, визуально определяют опасность дальнейшего распространения обрушения на уцелевшие части здания, устанавливают характер образования завалов, возможность их объезда и устройства проходов и т. п.

Порядок предварительного осмотра назначают в зависимости от состояния основных конструкций здания. Следует учитывать, что тяжело поврежденные строительные конструкции могут разрушаться не сразу, а по истечении некоторого времени, например при сотрясении

грунта от проезда тяжелого транспорта вблизи здания демонтаже части здания, разборке завалов.

В местах, где на несущих железобетонных конструкциях, их узлах обнаружены трещины, склонные к дальнейшему развитию, ставят гипсовые маяки.

К поврежденным зданиям нужно подходить с менее опасной стороны. При этом необходимо проследить нет ли характерного потрескивания, шума, шороха, указывающего на продолжающиеся перемещения и возможность внезапного обрушения. Производя осмотр опасной зоны, намечают пути быстрого отхода в случае угрозы падения поврежденных частей здания, конструкций и их элементов.

При осмотре каменных конструкций особое внимание следует обращать на отклонение стен от вертикали и горизонтали, наличие сквозных широких трещин, связь стен с перекрытиями, при осмотре железобетонных конструкций — на состояние сжатого бетона и растянутой арматуры, искривления (прогибы, выгибы), целостность и характер повреждения опорных частей, элементов решетки, затяжек арок, ширину трещин.

Перед началом детального осмотра эксперт должен пройти вводный инструктаж и инструктаж по технике безопасности непосредственно на участке натурного обследования.

Члены комиссии должны быть обеспечены спецодеждой (куртками, брюками, сапогами) и средствами индивидуальной защиты (касками, защитными очками, респираторами и т. п.) в соответствии с условиями и характером выполняемых работ. При работе на высоте более 1,5 м необходимо иметь предохранительные пояса. Обследуемые строительные конструкции, находящиеся в опасном или аварийном состоянии, предварительно усиливают временными креплениями. При использовании отдельных приборов и аппаратов должны соблюдаться правила техники безопасности, указанные в инструкциях по их эксплуатации, а также в других нормативных документах и руководствах [34, 43].

До начала работы по обследованию здания каждый участник экспертной группы должен быть проинструктирован об общих мерах пожарной безопасности, о личном соблюдении противопожарных требований, а также ознакомлен с первичными средствами пожаротушения на обследуемом объекте.

Основными причинами возникновения пожаров и связанных с ними несчастных случаев в процессе обсле-

дования зданий являются неосторожное обращение с огнем и неисправность электросетей. Для предупреждения повторного пожара или взрыва от неосторожного обращения с огнем и предупреждения несчастных случаев запрещается: курить в местах, не отведенных для курения; производить работы с применением открытого огня; использовать легковоспламеняющиеся и горючие жидкости в бытовых помещениях.

При использовании приборов и оборудования с электроприводом в процессе обследования здания запрещается: использовать кабели и провода с поврежденной изоляцией и плохим контактом в местах соединения; допускать соприкосновения проводов с металлическими конструкциями; оставлять без присмотра включенные приборы и оборудование. В процессе натурного обследования и восстановительных работ следует соблюдать правила пожарной безопасности цехов и предприятий, в которых производятся работы.

7. Оперативное испытание свойств бетона

Вид бетона и его проектную марку определяют при предварительном обследовании простейшими приемами (табл. 3); степень прогрева сечений до критической температуры ($500\text{--}600^{\circ}\text{C}$), прочность бетона на сжатие, его объемную массу и первоначальную влажность — при оперативном обследовании с помощью приборов механического действия или ультразвуковых [31].

Физико-механические и деформативные свойства бетона более подробно изучают при детальном обследовании в лабораторных условиях [14, 15]. В этом случае применяют в основном метод извлечения образцов бетона из конструкции.

Приборы механического действия подразделяют на склерометрические и совместного отрыва и скалывания (рис. 10). К склерометрическим относят приборы, характеризующие прочность бетона по размеру упругого отскока (склерометры) или пластических деформаций (эталонный молоток Кашкарова).

Приборами совместного отрыва и скалывания являются приборы ГПНВ-5 (гидравлический пресс-насос Вольфа с усилием вырыва 50 кН) и ГПНС-4 (самоцентрирующийся гидравлический пресс-насос с усилием вырыва 40 кН).

Методом упругого отскока и пластических деформаций испытывают поверхностный слой бетона, прочность

3. Оценка прочности бетона простейшими приемами

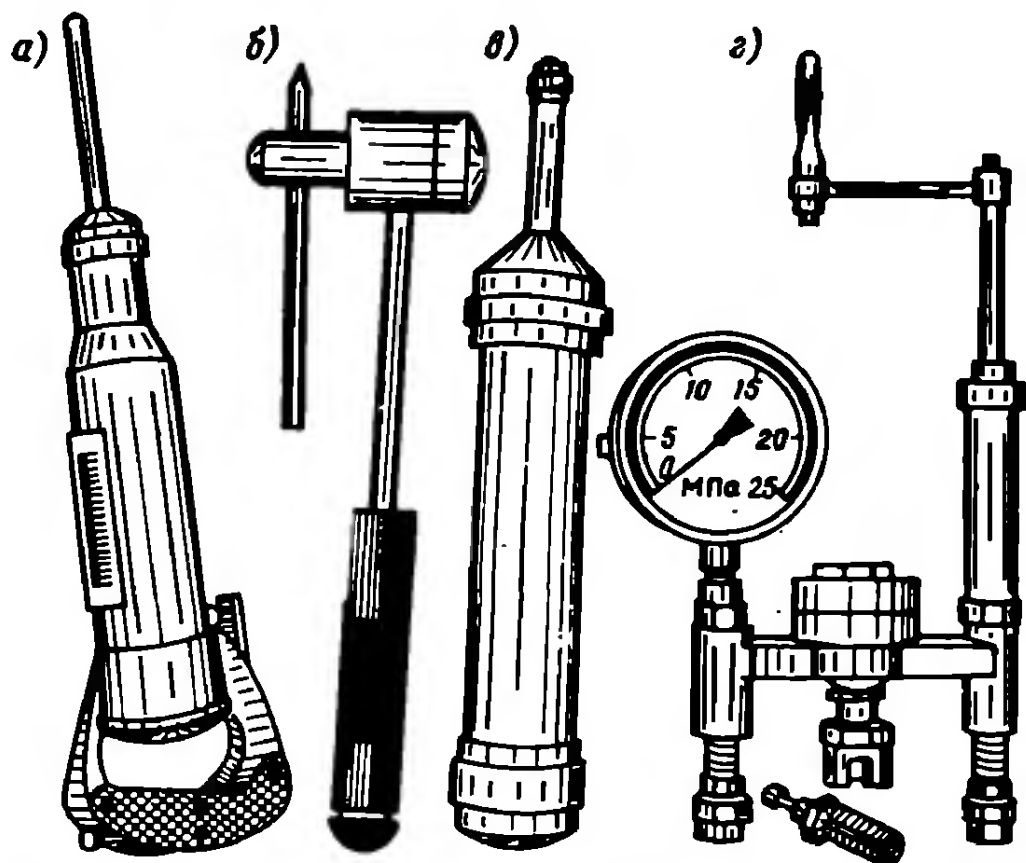
Прочность бетона на сжатие, МПа	Способ оценки прочности бетона	
	ребром молотка	зубилом
Ниже 7	Звук бетона глухой, остается неглубокий след, края вмятины не осыпаются	Зубило относительно легко вбивается в бетон на глубину 10—15 мм
7—10	Звук бетона глуховатый, бетон крошится и осыпается, остаются вмятины	Зубило погружается в бетон на глубину около 5 мм
10—20	Остается заметный след на поверхности бетона, вокруг которого откалываются тонкие лещадки	От поверхности бетона отделяются тонкие лещадки
Выше 20	Звук бетона звонкий, остается слабо заметный след на поверхности бетона	Остается неглубокий след, лещадки не отделяются, при царапании остаются малозаметные штрихи

Примечания: 1. При испытании прочности бетона зубило устанавливают перпендикулярно поверхности конструкции. 2. Толщину полностью поврежденного огнем бетона определяют с помощью зубила послойным его вырубанием. 3. В углах сечений поврежденных огнем железобетонных конструкций оценивают не только поверхностную прочность бетона, но и возможность отслоения (простукивая угол молотком) защитного слоя бетона от ядра сечения.

которого мало отличается от прочности внутренних слоев конструкции. Методом испытания на отрыв со скалыванием определяют прочность бетона в теле конструкции. Ультразвуковые приборы применяют для выявления дефектов структуры и обнаружения разрывов в толще конструкции, оценки однородности и прочности бетона невысоких марок. Для повышения достоверности оценки прочности бетона в конструкциях, поврежденных огнем, одновременно могут использоваться различные приборы.

С помощью склерометра типа КМ определяют размер отскока (при стержневом ударнике) или дополнительно диаметр отпечатка при ударнике с шариковым наконечником.

Оценку прочности бетона методом пластических деформаций производят эталонным молотком, приборами типа ХПС и КМ с шариковым наконечником, а также гидравлическим пресс-насосом ГПНВ-5 для определения диаметра отпечатка. Пресс-насос вдавливают в поверхность бетона стальные шарики, размещенные на выдвиж-



10. Приборы механического действия для испытания прочности бетона.

а — склерометр типа КМ со стержневым ударником; *б* — эталонный молоток Кашкарова; *в* — ударный молоток типа ХПС; *г* — гидравлический пресснасос Вольфа ГПНВ-5

ных ножках прибора. По средним диаметрам отпечатков с помощью графиков находят предел прочности бетона в конструкциях.

Склерометрический метод не дает точных результатов прочности железобетонных конструкций, подвергшихся огневому воздействию, поэтому при обследовании зданий после пожара его применяют лишь для оценки прочности бетона конструкций, не поврежденных огнем. В дальнейшем эти результаты могут быть использованы для сравнительной оценки снижения прочности бетона.

Для определения прочности бетона в ядре сечения массивных железобетонных конструкций, которые во время пожара прогреваются до 200°C, можно применять метод испытания прочности бетона на отрыв и скалывание (прибор ГПНВ-5 и др.). При неравномерном прогреве сечения прочность бетона внутренних частей конструкций отличается от прочности его поверхностного слоя. В этом случае испытания проводят ультразвуковым методом [16].

Методы определения прочности бетона выбирают в зависимости от вида технического обследования, усло-

вий проведения работ, наличия испытательной аппаратуры, требуемой степени достоверности испытаний, их объема.

Методы, основанные на местном разрушении бетона конструкции, позволяют получить более достоверные данные о его прочности, но менее оперативны и более трудоемки. Их рекомендуется использовать при малом объеме работ и при обследовании наиболее ответственных железобетонных конструкций.

Методы с применением склерометрических приборов более оперативны и отличаются меньшей трудоемкостью. Однако в ряде случаев они менее точны. Эти методы обычно используют при большом объеме испытаний прочности бетона и предварительном обследовании для выявления зон поражения здания пожаром.

Перед испытаниями прочности бетона выбирают участки железобетонных конструкций. Их число устанавливают для каждой группы конструкций в зависимости от вида осмотра, ответственности элементов и их размеров. Во время предварительного осмотра намечают участки испытаний прочности бетона однотипных конструкций. Таких участков должно быть не менее трех. В процессе дальнейшего осмотра число участков увеличивают до двенадцати. На наиболее нагруженных зоны конструкций должно назначаться не менее 65% общего числа участков. Остальные участки испытаний распределяют равномерно по всей поверхности железобетонной конструкции. При этом они должны приходиться на те места конструкции, где бетон по внешнему виду кажется менее прочным. Если поверхность испытываемой железобетонной конструкции оштукатурена участок для испытания расчищают, снимая слой штукатурки или облицовки.

При выборочном контроле качества бетона, например во время предварительного осмотра, число и расположение участков испытания назначают таким образом чтобы охватить как наиболее, так и наименее поврежденные огнем места конструкций. Площадь участка испытания должна быть не менее 100 см². На ней производят 5—10 измерений косвенного показателя. При использовании склерометрических приборов диаметр конструкции измеряют по растворной части бетона так, чтобы не было соприкосновения с большими зернами крупного заполнителя. Не следует выбирать участки испытания у стыков элементов опалубки, зон скопления крупного заполнителя и пористых мест.

При обследовании железобетонных конструкций с местными повреждениями выявляют поверхностный слой бетона с нарушенной структурой. Эти места определяют визуально (рыхлый бетон, трещины, отколы, изменение цвета) и простукиванием молотком.

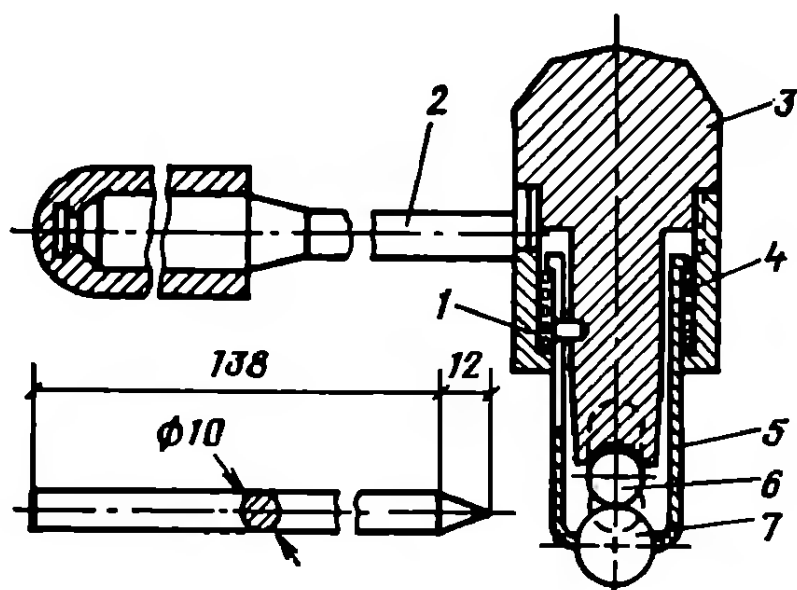
Подготовка участков испытания железобетонных конструкций, целиком находившихся в огне, должна сопровождаться удалением поверхностного слоя бетона, структура которого нарушена температурными колебаниями. Мелкие неровности, пятна копоти, скопления цементного молока, окраску бетонных поверхностей удаляют на толщину 3—5 мм шлифовальным камнем.

Испытания бетона рекомендуется проводить при положительной температуре. Если это сделать невозможно и бетон испытывается в замороженном состоянии, вводят поправку на воздействие отрицательных температур. Нельзя испытывать бетон после обильного увлажнения или нагретый бетон, не остывший после пожара. Подсушивание поверхности бетонных конструкций на открытом воздухе при температуре $20 \pm 10^\circ\text{C}$ должно продолжаться 12—48 ч.

Метод испытания прочности бетона эталонным молотком Кашкарова является наиболее простым и удобным, поэтому рассмотрим его подробно. Эталонный молоток состоит из корпуса и металлической рукоятки. В корпусе имеется стакан с гнездом для стального шарика диаметром 15 мм (рис. 11). В отверстие вставляется эталонный стержень.

Эталонные стержни изготовляют в основном из круглой прутковой арматурной стали класса А-I марки Ст.3, разрезая (рубка запрещается) ее на куски. Можно применять и другие марки горячекатаной стали. Материалом для эталонных стержней могут служить прутки диаметром 10 мм и длиной не менее 6 м. Прутки разрезают на 3—4 отрезка, которые затем режут на отдельные стержни длиной 0,15 м без дополнительной обработки поверхности. Один конец стержня заостряют для облегчения введения его в отверстие молотка. Вырезанные из одного прутка эталонные стержни составляют партию. Одновременно отрезают 3—4 образца длиной 0,5 м для испытания на растяжение. Марку стали каждой партии характеризует предел прочности $\sigma_{\text{н}}$ в соответствии с которым маркируют партии эталонных стержней с градацией 20 МПа. За исходные принимают стержни из стали с $\sigma_{\text{н}} = 440$ МПа и твердостью 2000 МПа по Майеру. При применении эталонных стержней из сталей различных марок полученное по результатам испытаний отношение диаметра эталонного стержня к диаметру отпечатка в бетоне d_3/d_6 умножают на коэффициент $k_{\text{ст}}$, возрастающий при увеличении $\sigma_{\text{н}}$.

Предел прочности определяют на разрывной машине (гидравлическом прессе). При отсутствии разрывной машины марку партии эталонных стержней определяют на эталономере. Эталонные стержни хранят в сухом отапливаемом помещении в специальном шкафу



11. Эталонный молоток Кашкарова и эталонный стержень

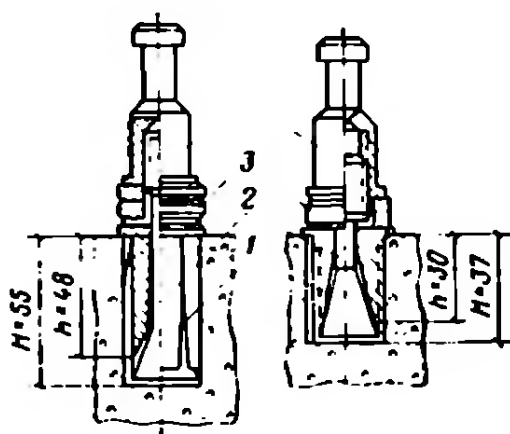
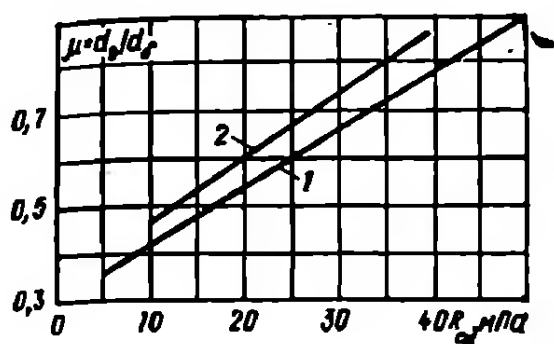
1 — корпус; 2 — металлическая рукоятка; 3 — головка; 4 — пружина; 5 — стакан с отверстием для шарика и эталонного стержня; 6 — эталонный стержень диаметром 10 мм; 7 — стальной шарик диаметром 15 мм

с отделениями для каждой партии. Для защиты от коррозии их покрывают техническим вазелином. Перед испытанием эталонные стержни протирают досуха обтирочным материалом и бумагой. Затем вставляют один стержень в головку молотка таким образом, чтобы стальной шарик показался наружу. При этом эталонный стержень прижат пружинкой к внутреннему упору головки.

$\sigma_{\text{в}}, \text{ МПа}$	360	380	400	420	440	460	480	500	520	540
$k_{\text{ст}}$	0,92	0,94	0,96	0,98	1	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05

Испытания прочности бетона молотком Кашкарова проводят следующим образом. Молоток устанавливают перпендикулярно поверхности конструкции в месте измерения прочности. Площадь очищенной от сажи поверхности конструкции должна быть не менее 400 см². По обуху эталонного молотка перпендикулярно поверхности слесарным молотком наносят удары средней силы. Иногда удобнее нанести удары самым эталонным молотком. Расстояние между лунками на бетоне должно быть не менее 30 мм. Эталонный стержень перед последующим ударом передвигают в отверстие корпуса молотка не менее чем на 10 мм так, чтобы отпечатки на эталоне располагались по одной линии. Для получения более отчетливых отпечатков на бетоне между молотком и поверхностью конструкции прокладывают копировальную бумагу.

После нанесения 3—5 ударов измеряют диаметры лунок на бетоне d_6 и соответствующие им отпечатки на эталонном стержне d_3 . Для этого стержень вынимают из головки молотка и измеряют большие диаметры каждого отпечатка (вдоль оси стержня). Диаметр лунки из-



12. График унифицированной зависимости прочности бетона на сжатие от соотношения диаметров отпечатков на эталонном стержне и на поверхности бетона

1 — тяжелый бетон; 2 — конструктивный керамзитобетон

меряют с погрешностью не более 0,1 мм угловым масштабом или штангенциркулем.

В затененных помещениях диаметр лунки удобнее определять трубкой Брюннеля с местной подсветкой.

За расчетный диаметр принимают среднее значение полученных результатов.

Прочность бетона на сжатие $R_{сж}$, МПа, в зависимости от соотношения $\mu = d_3/d_6$ определяют по графику (рис. 12) или приближенно по формуле

$$R_{сж} = k_c B (\mu - 0,333),$$

где k_c и B — эмпирические коэффициенты. В расчетах принимают $B=900$ для тяжелого бетона М50—М500 и $B=750$ — для конструктивного керамзитобетона М100—М400, $k_c=1,1—1,3$.

Требуемое число отпечатков при доверительной вероятности 0,954 с погрешностью 10% находят по формуле

$$n = 400 \{k_c [(R_{\max} - R_{\min})/R_{ср}]\}^2,$$

где $R_{\max}$, $R_{\min}$ и $R_{ср}$ — соответственно максимальное, минимальное и среднее значение прочности бетона на сжатие, определенные при испытании.

Коэффициент k рассчитывают в зависимости от числа отпечатков по формуле $k=0,23+(1/n)$.

Если фактическое число отпечатков больше вычисленного, дополнительных испытаний прочности бетона эталонным молотком на этом участке конструкции не производят.

При испытании бетона учитывают его влажность. Поправочный коэффициент $k_{вд}$ принимают в зависимости от степени влажности бетона.

Бетон

Высушенный
Естественной влажности
Увлажненный
Полностью насыщенный влагой

Срок эксплуатации конструкций учитывают поправочным коэффициентом $k_{вз}$, который после 28, 90 и 180 сут со дня изготовления бетона, твердеющего в естественных условиях, и бетона, подвергавшегося термо-влажностной обработке, принимают соответственно 1 и 0,95; 1 и 0,9; 0,9 и 0,8.

Однородность бетона по участкам конструкции определяют сравнением отпечатков. При наличии участков, на которых отпечатки отличаются друг от друга более чем на 30%, считают, что бетон имеет большую неоднородность или повреждения. Эти различия ощутимы при испытании прочности бетона в середине стороны сечения конструкции и по ее углам вследствие более быстрого прогрева углов сечения при огневом воздействии.

Метод отрыва со скалыванием основан на определении прочности бетона на сжатие по усилию, необходимому для вырыва анкерного устройства вместе с окружающим его бетоном. Анкерный стержень вырывают с помощью гидравлического пресс-насоса ГПНВ-5. Усилие отрыва со скалыванием бетона измеряют манометром прибора.

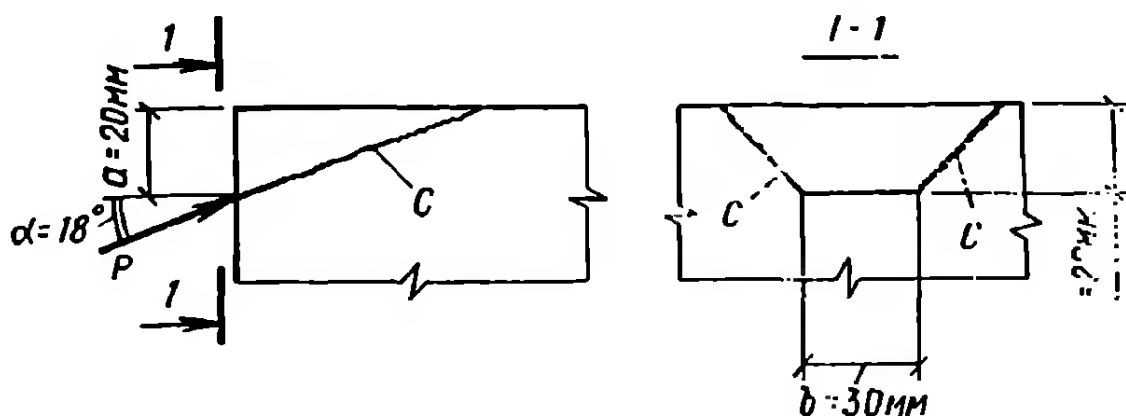
Участки железобетонных конструкций, не поврежденные огнем, испытывают в соответствии с ГОСТ 21243—75. Перед испытаниями с конструкции удаляют слой бетона с нарушенной структурой (обычно на глубину 20—40 мм). Подготовленный к испытанию участок конструкции квадратной формы должен иметь размеры сторон не менее 200 мм (при круглой форме — радиус 100 мм). Участки располагают так, чтобы в зону вырыва не попадала арматура.

Анкерные устройства при установке их в шпury глубиной $H=37$ и 55 мм, высверленные в бетоне, обеспечивают глубину вырыва $h=30$ (35) и 48 мм (рис. 13).

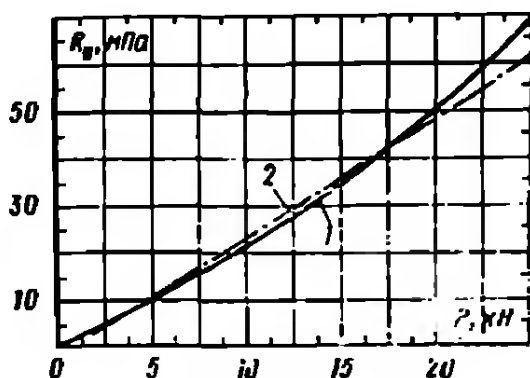
Прочность бетона на сжатие определяют с учетом напряжения в бетоне σ_b , МПа, и опытного значения сопротивления бетона сжатию R_0 , МПа, которое находят

$$R_0 = A m p,$$

где A — коэффициент пропорциональности, зависящий от типа анкерного устройства. Для рабочего стержня с разжимным конусом и глубиной вырыва 48 и 30 мм $A=0,1$ и 0,25; $m=(h/h_\phi)^2$ — коэф-



14. Схема испытания бетона при скалывании ребра железобетонной конструкции



коэффициент, вводимый при фактической глубине h_f , отличающейся от h более чем на 5% (но не более 15%); p — разрушающая нагрузка образца, кН.

Сжатие в бетоне σ_b , МПа, центрального железобетонного элемента равно

$$\sigma_b = N_\phi / (F_{b1} + n_l F_a),$$

где N_ϕ — нагрузка на колонну в момент испытания; F_{b1} — площадь ядра сечения колонны (без учета слоя полностью поврежденного бетона); $n_l = \epsilon_{al} / \epsilon_{bl}$ — отношение модулей упругости арматурной стали и бетона после нагрева.

Прочность бетона на сжатие с учетом его обжатия $\sigma_b \leq 0,2R_0$ или $\sigma_b \geq 0,2R_0$ определяют соответственно по формулам:

$$R_{сж} = R_0 - \sigma_b; \quad (1)$$

$$R_{сж} = R_0 \{1 - 0,2 [1,2 - (\sigma_b / R_0)]\}. \quad (2)$$

Метод определения прочности скалыванием ребра конструкции (ГОСТ 22690.4 — 77) основан на зависимости между прочностью бетона и усилием p , необходимым для скалывания ребра. Усилие, прикладываемое к конструкции, распределяют крюком (зацепом) по линии длиной $b = 30$ мм под углом к поверхности конструкции

$\alpha=18^\circ$, $\operatorname{tg}\alpha=1:3$; расстояние от грани ребра до зацепа $a=20$ мм (рис. 14). Проводят не менее трех сколов при расстоянии между участками не менее 200 мм. Толщина конструкции на этих участках должна быть не менее 50 мм. Результат испытания не засчитывают, если в месте скола бетона обнажится арматура, разрушение произошло не в плоскости приложения силы или вследствие откола защитного слоя бетона.

Для испытания выбирают участки с защитным слоем бетона, который не отваливается при легком постукивании по нему молотком. При оценке прочности конструкции следует учитывать ускоренный прогрев угла сечения при воздействии повышенных и высоких температур по сравнению с прогревом боковой поверхности конструкции. При очень интенсивном, но непродолжительном огневом воздействии, поврежденным оказывается верхний слой бетона глубиной не более 10 мм. По биссектрисе угла глубина повреждения бетона в таком случае возрастает в 1,5 раза (до 15 мм). Вследствие этого прочность поврежденного огнем бетона в углу сечения будет значительно ниже, чем прочность бетона по боковым граням сечения. Еще большая разница (также в сторону занижения) может быть между прочностью поверхностного слоя бетона и ядра сечения конструкции.

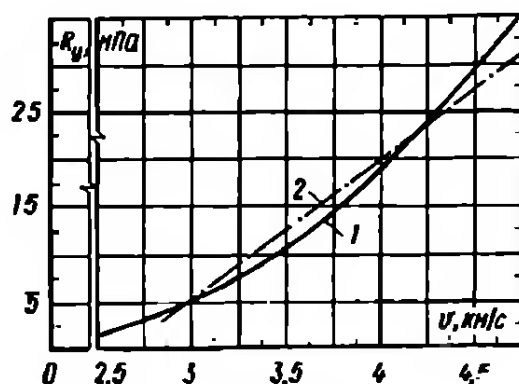
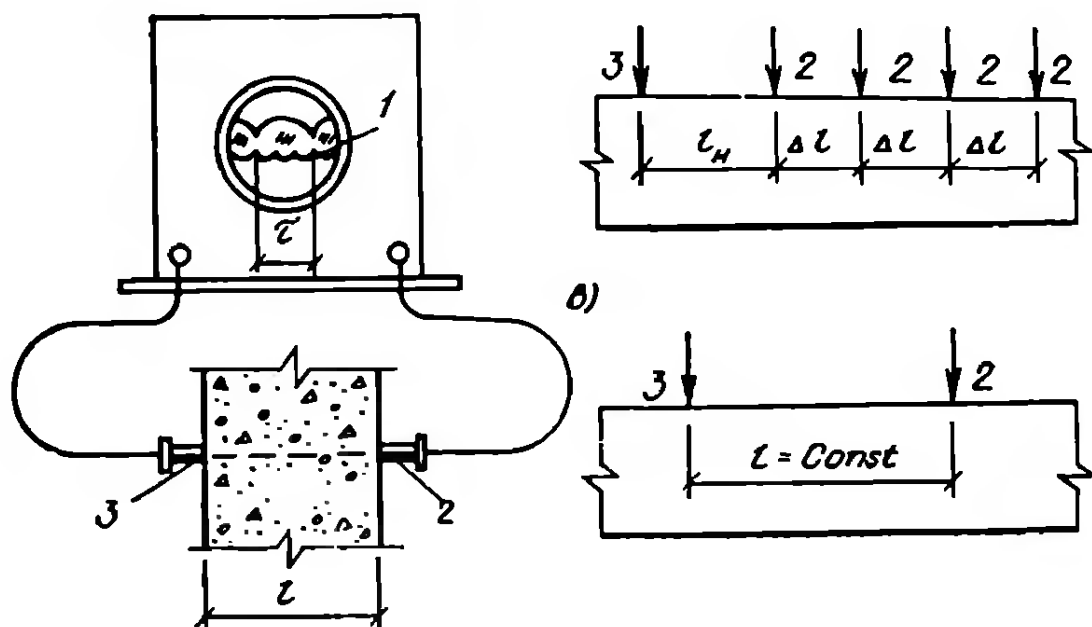
Прочность бетона на участке испытания зависит, как и при методе отрыва со скалыванием, от напряжения обжатия в бетоне σ_b и опытного значения R_0 , МПа, определяемого по формуле

$$R_0 = m R_y,$$

где m — коэффициент, учитывающий крупность заполнителя B ($m=1$ при $B \leq 20$ мм, $m=1,1$ при $20 < B \leq 40$ мм); R_y — условная прочность бетона, МПа, в зависимости от условия скалывания p , определяемая по графику (рис. 15) или приблизительно по формуле $R_y = 2,5(p-1)$.

Прочность бетона на сжатие с учетом его обжатия определяют по формулам (1) и (2).

Ультразвуковой метод (ГОСТ 17624—78) основан на связи между прочностью бетона на сжатие и скоростью распространения в нем ультразвукового импульса. В процессе измерения обеспечивают надежный акустический контакт между бетоном и рабочей поверхностью ультразвуковых преобразователей. Для этого применяют вязкие контактные среды: технический вазелин, солидол и т. п. В контролируемой зоне поверхности бетона не должно быть наплывов и вмятин, раковин и воздушных пор глубиной более 1 мм и диаметром более



2 мм. Нельзя проводить измерения через облицовочный и декоративный слои.

Для измерения скорости ультразвука в железобетонных конструкциях применяют следующие способы: сквозного прозвучивания, продольного профилирования и поверхностного прозвучивания (рис. 16). Сквозное прозвучивание эффективно применять при толщине бетона до 500 мм. Ультразвуковые преобразователи устанавливают с противоположных сторон сечения конструкции. Скорость распространения ультразвука определяют по формуле

$$v = l/\tau,$$

где l и τ — соответственно база прозвучивания пространства ультразвука, мкс.

Способом продольного профилирования обнаруживают локальные дефекты бетона. Приемный

преобразователь устанавливают последовательно на ряд точек, расположенных по линии, соединяющей центры установки излучающего и приемного преобразователей. Расстояние между первыми точками 0,1—0,3 м, между последующими — 0,1—0,2 м. Скорость распространения ультразвука в поверхностном слое бетона определяют по формуле

$$v_{\text{пов}} = \{ \Sigma_1^{n-1} [\Delta l / (\Delta \tau)] \} / (n - 1),$$

где n — число позиций приемного преобразователя; Δl — изменение расстояния от перемещения приемного преобразователя на соседнюю позицию, мм; $\Delta \tau$ — изменение времени распространения ультразвука при соответствующем изменении расстояния, мкс.

Испытания бетона способом поверхностного прозвучивания ведут в тех случаях, когда конструктивные особенности и условия доступа к конструкции не позволяют осуществить измерения сквозным прозвучиванием. В процессе поверхностного прозвучивания выявляют дефекты, расположенные на поверхности конструкции (поверхностные трещины, нарушение структуры защитного слоя бетона огнем, промерзанием, коррозией). Измерения проводят при установленном расстоянии (фиксированной базе $l_{\text{ф}} = 0,15—0,2$ м). Скорость распространения ультразвука находят по формуле

$$v_{\text{пов}} = l_{\text{ф}} / \tau,$$

На каждом участке испытаний выполняют не менее трех измерений. Прочность бетона на сжатие, МПа, рассчитывают по формуле

$$R_{\text{сж}} = k_{\text{с}} R_{\text{у}}.$$

Условную прочность бетона $R_{\text{у}}$, МПа, определяют в зависимости от скорости прохождения ультразвука по графику (рис. 17) или приближенно (при $v \geq 2,7$ км/с) по формуле

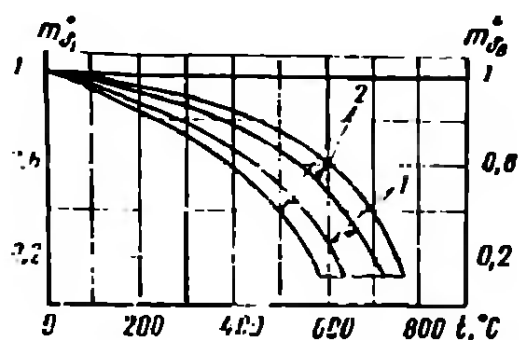
$$R_{\text{у}} = 15 (v - 2,7).$$

Коэффициент $k_{\text{с}}$ находят по результатам ных испытаний бетона двумя методами

$$k_{\text{с}} = \Sigma R_{\text{д}} / \Sigma R_{\text{к}},$$

где $R_{\text{д}}$ и $R_{\text{к}}$ — прочность бетона на сжатие, определенная соответственно методом, основанным на местном разрушении бетона, и косвенным методом (ультразвуковые приборы, эталонный молоток) при $k_{\text{с}} = 1$.

Испытание прочности бетона, поврежденного огнем, производят при установленной или известной марке бетона до нагрева. Скорость распространения ультразву-



ка в бетоне с неповрежденной структурой 4—5 км/с, в бетоне с небольшими механическими дефектами (малые разрушения и трещины) 3,5—4 км/с, со значительными разрушениями 2—3 км/с.

Состояние бетона в группе неравномерно поврежденных огнем по длине конструкций или в одной конструкции определяют сравнением скоростей распространения ультразвука по участкам конструкций. За эталон принимают среднее значение из выборки, включающей максимальную скорость и все другие значения, которые отличны от нее не более чем на 5%. Эту выборку производят с участков, не подверженных огневому воздействию. Изменения относительной прочности, скорости ультразвука и температуры нагрева для бетона М300 после нагрева его в течение 15—120 мин приведены на графике (рис. 18) [16].

Метод извлечения образцов бетона основан на определении прочности бетона по результатам испытания образцов (кернов, кубов), извлеченных из тела железобетонной конструкции с последующим их разрушением (ГОСТ 10180—78). Перед извлечением образцов определяют глубину прогрева сечения до критической температуры. Затем бетон с поврежденной структурой срубают с поверхности конструкции и на этом участке высверливают керны. Если в очаге поражения имеются обрушенные или демонтированные железобетонные конструкции, следует найти в них зоны, не поврежденные огнем, и отбить бетонные блоки. Для этого достаточно перепилить или отрезать автогенном рабочую арматуру колонны в двух местах по высоте, так как обычно при обрушении колонна разделяется на части, связанные стержнями арматуры. Лучше всего разрезы делать в местах образования сквозных поперечных трещин в колоннах.

Из недемонтированных после пожара железобетонных конструкций образцы бетона извлекают в местах, свободных от арматуры. В случае получения образца с арматурой его можно использовать для испытаний на

сжатие. При этом образец с арматурой располагают перпендикулярно действию испытательной нагрузки. Размеры образцов бетона и порядок их испытания на прессе должны соответствовать требованиям ГОСТ 10180—78. Прочность бетона на сжатие определяют по формуле

$$R_i = (p/F) \alpha \beta,$$

где p и F — соответственно разрушающая нагрузка и поперечное сечение образцов; α — переводной коэффициент к прочности бетона куба с длиной ребра 150 мм (табл. 4); β — коэффициент, учитывающий форму образцов кернов. При отношении высоты керна к его диаметру $h/d = 1-2$ $\beta = 0,8 + 0,1(h/d)$, для кубов $\beta = 1$.

4. Переводной коэффициент α для кубов и кернов

Образец	Коэффициент α при стороне куба или диаметре керна, мм				
	71	100	150	200	300
Куб	0,85	0,92	1	1,05	1,1
Керн	1,1	1,15	1,2	1,25	—

В процессе проведения испытания прочности бетона (арматуры) могут быть допущены грубые ошибки. Порядок отбраковки выпадающих результатов испытаний при их числе $n > 6$ сводят к следующему:

- 1) располагают варианты испытаний в порядке возрастания;
- 2) выделяют сомнительные значения вариант и временно исключают их из выборки;
- 3) находят среднее арифметическое и эмпирический стандарт (исправленную дисперсию) по формулам:

$$\bar{x} = (\sum n_i x_i) / n;$$

$$S_x = [\sum n_i x_i^2 / (n-1) - (\sum n_i x_i)^2 / n]^{1/2};$$

- 4) вычисляют для исследуемой варианты x_a максимальное относительное отклонение от среднего арифметического $\bar{x}$:

$$t_a = (x_a - \bar{x}) / S_x;$$

- 5) результат испытания признается выпадающим и не учитывается в расчете, если не удовлетворяется условие

$$t_a \leq K(p) = 2 / (3 \sqrt{p}),$$

где K — статистический коэффициент, определяемый по табл. 5; p — уровень значимости, который принимают при уровне достоверности 0,95 равным $1 - 0,95 = 0,05$. Уровень значимости — наибольшая вероятность, при которой событие (в данном случае ошибка) считается практически невозможной. Уровень достоверности — минимальная вероятность, с которой событие произойдет.

При малом числе испытаний (3—10) отбраковку результатов опыта производят по формуле

$$t_a = [(x_a - \bar{x}) / (x_{\max} - x_{\min})] \alpha \leq K,$$

где α — статистический коэффициент, принимаемый по табл. 5.

5. Значения коэффициентов α и K при отбраковке результатов испытаний ($3 \leq n \leq 10$)

Коэффициент	Значения коэффициентов при числе испытаний n							
			5	6		8	9	10
α	1,69	2,06	2,33	2,53	2,7	2,85	2,97	3,08
K	1,74	1,94	2,08	2,18	2,27	2,33	2,39	2,44

Пример 1. В итоге пяти измерений усилия скалывания ребра конструкции получены следующие результаты, кН: 9,2; 10,2; 10,3; 10,6 и 10,7. Произвести отбраковку опытных данных (при $n=5$, $\alpha=2,33$ и $K=2,08$).

Решение. Определим среднее арифметическое выборки

$$\bar{x} = 9,2 + [(0 + 1 + 1,1 + 1,4 + 1,5) / 5] = 9,2 + 1 = 10,2$$

Нанесем на числовую ось значения вариант (рис. 19). Вариант 9,2 удалена от густо расположенных точек в интервале 10,2—10,7. Проверим результаты $x_a=9,2$ на выпадание из расчета, для чего временно исключим его из выборки. Тогда $x_{\max}=10,7$, $x_{\min}=10,2$.

Так как

$$t_a = |9,2 - 10,2| / (10,7 - 10,2) 2,33 = 4,66 > 2,08 =$$

результат $x_a=9,2$ следует отбросить.

Пример 2. В итоге измерений скорости ультразвука в бетоне получено следующее распределение выборки объема $n=15$: $v_i=3860$; 3920 и 3940 м/с при $n_i=2$; 8 и 5 соответственно.

Отбраковать результаты испытаний (грубых ошибок) на уровне значимости $p=0,05$ при вероятности 0,95.

Решение. Результаты опыта — сравнительно большие числа, поэтому перейдем к условным вариантам $x_i = (v_i - 3910) / 10$ (вычитая из значений скорости ультразвука число $c=3910$, близкое к средней выборке). В итоге получим распределение условных вариантов $x_i=-5$; 1 и 3 при $n_i=2$; 8 и 5.

Временно отбросив две варианты $x_i=-5$, подсчитаем при $n=15-2=13$ среднее арифметическое и исправленную дисперсию выборки

$$\bar{x} = (1 \cdot 8 + 3 \cdot 5) / 13 = 1,77;$$

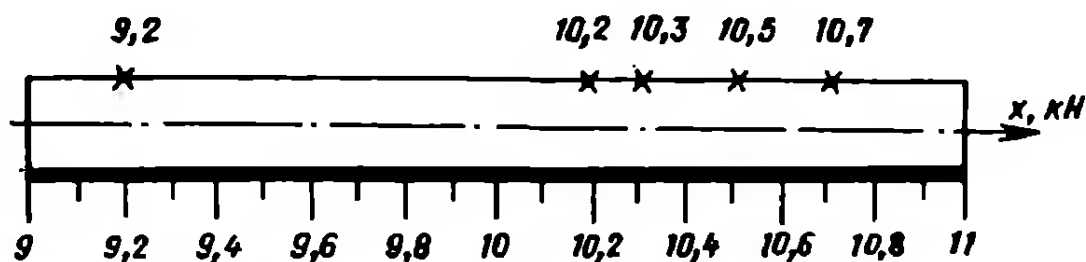
$$S_x = \frac{1}{15-2} [(-5)^2 + 1^2 + 3^2 - \frac{1}{15} (-5 + 1 + 3)^2]^{1/2} = 1,63;$$

определим максимальное относительное отклонение исследуемой варианты от среднего арифметического

$$t_a = |-5 - 1,77| / 1,63 = 4,2$$

Найдем критическое значение числа (коэффициента) K при уровне значимости $p_1=0,05$ и вероятности 0,95

$$K_1 = 2 / (3\sqrt{0,05}) = 2,98.$$



19. Схема расположения значений вариант измерений опыта на числовой оси x

Проверим условие отбраковки испытаний

$$t_a = 4,2 > 2,98 = K_1.$$

Следовательно рассматриваемые результаты определения скорости ультразвука в бетоне, равные $v_1 = 3860$ м/с, считаем грубой ошибкой и отбраковываем. При уровне значимости $p_2 = 0,02$ и достоверности 0,98 ни один из полученных результатов не исключают. В этом случае критическое значение коэффициента $K_2 = 2 / (3\sqrt{0,02}) = 4,71$ и максимальные отклонения от среднего всех вариант не превышает его $t_a = 4,2 < 4,71 = K_2$.

Прочность бетона по результатам испытаний определяют по его среднему арифметическому $\bar{R}$ для железобетонной конструкции (группы элементов) и характеристике изменчивости B прочности бетона. При оценке прочности бетона ($3 \leq n \leq 10$) должны одновременно соблюдаться условия $\bar{R} \geq R_{тр}$; $B < B_{тр}$. Характеристику изменчивости прочности бетона (относительный размах) находят по разности между максимальным и минимальным значениями прочности на участках конструкции $B = (R_{\max} - R_{\min}) / \bar{R}$. Максимальное допустимое значение изменчивости прочности бетона принимают в зависимости от числа участков испытаний n [23]:

n	3	4	5	6	7	8	9	10
B	0,23	0,28	0,3	0,34	0,37	0,39	0,41	0,42

Прочность бетона (при числе испытаний $n \geq 12$) будет удовлетворять требуемой при условии

$$\bar{R} \geq R_{тр} k_v.$$

где $R_{тр}$ — требуемая (проектная) прочность бетона; k_v — коэффициент, значения которого принимают по табл. 6 в зависимости от числа n участков испытаний и коэффициента вариации прочности v_R .

$$v_R = \frac{1}{\bar{R}} \left[\frac{1}{n-1} (\bar{R} - R_i)^2 \right]^{1/2} \geq 0,1. \quad (3)$$

Расчетные сопротивления бетона для выполнения поверочных расчетов принимают по табл. 11 или 13

СНиП II-21—75 (исходя из кубиковой прочности бетона) и определяют по формуле

$$R_{сж} = \bar{R}/k_v. \tag{4}$$

6. Значение k_v в зависимости от коэффициента вариации прочности бетона v_R

n	k_v при v_R					
	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2
12	0,97	1,04	1,12	1,22	1,33	1,46
16	0,96	1,03	1,1	1,19	1,29	1,41
20	0,96	1,02	1,09	1,18	1,27	1,39
30	0,95	1,01	1,08	1,15	1,24	1,35
40 и более	0,94	1	1,07	1,14	1,22	1,32

Пример 3. Определить расчетное сопротивление бетона в группе железобетонных конструкций (табл. 7).

7. Результаты испытаний

	R_i , МПа	$r = \bar{R} - R_i$	$(\bar{R} - R_i)^2$	R_i^2		n	R_i , МПа	$r = \bar{R} - R_i$	$(R - R_i)^2$	R_i^2
1	25	-5,3	28,1	625		4	31	+0,7	0,49	961
2	26	-4,3	18,5	676		2	34	+3,7	13,7	1156
4	29	-1,3	1,7	841		1	40	+9,7	94,1	1600
2	30	-0,3	0,09	900						
						$\Sigma 16$	$\Sigma 215$	—	$\Sigma 156,7$	$\Sigma 6760$

Решение. Нанесением значений R_i на числовую ось найдем, что варианта $R_i=40$ МПа может быть определена с грубой ошибкой. Произведем отбраковку этого результата. Для этого вычислим среднее арифметическое и эмпирический стандарт

$$\bar{R} = 485/16 = 30,3; S_x^2 = 1/15 \{6760 - [(1/16) 215^2]\} = 225;$$

$$S_x = \sqrt{225} = 15.$$

Максимальное относительное отклонение варианты, 40 МПа, от среднего арифметического

$$t_a = (40 - 30,3)/15 = 0,65.$$

Проверим условие отбраковки результата испытания (при заданном уровне значимости 0,05)

$$t_a = 0,65 < 2,98 = K.$$

Следовательно, варианту, равную 40 МПа, отбрасывать не следует. Поэтому для обработки принимают среднее арифметическое 30,3 МПа.

Определим коэффициент вариации по формуле (3):

$$v_R = 1/30,3 \sqrt{[1/(16 - 1)] 156,7} = (1/30,3) 3,2 = 0,11.$$

По коэффициенту вариации и $n = 16$ находим по интерполяции (см. табл. 6)

$$k_v = (0,96 + 1,03)/2 = 0,99.$$

Рассчитаем прочность бетона на сжатие по формуле (4):

$$R_{сж} = \bar{R}/k_v = 30,3/0,99 = 30,6 \text{ МПа}.$$

Для бетона с прочностью на сжатие 30,6 МПа по СНиП II-21-75 определим по интерполяции

$$R_{пр} = (13,5 \cdot 30,6)/30 = 13,8 \text{ МПа};$$

$$R_p = (1 \cdot 30,6)/30 = 1,02 \text{ МПа}.$$

8. Оценка качества арматуры и определение механических свойств стали

Объем работ по определению качества армирования сечений железобетонных конструкций зависит от вида обследования. Так, при предварительном обследовании железобетонных конструкций в зоне слабых и средних повреждений в состав работ могут входить определение толщины защитного слоя бетона по группам конструкций, класса и диаметра арматуры, мест ее пережога и термического выпучивания. При детальном осмотре выявляют число арматурных стержней в сечениях, их диаметр, схему расположения, отклонения толщины защитного слоя бетона от проектной и установленной строительными нормами, степень прогрева арматуры по сечению железобетонных конструкций, состояние арматурной стали после прогрева, изменение прочностных и деформативных свойств, состояние арматуры на отдельных участках конструкции.

Диаметры арматуры и расстояния между арматурными стержнями, толщину защитного слоя бетона в зоне обрушения и аварийной зоне конструкций измеряют в местах, где арматура обнажена. Характер армирования определяют по местам отколов защитного слоя бетона в разделенных на части элементах и в торцах преднапряженных железобетонных конструкций.

При обследовании в местах повреждения железобетонных конструкций огневой эрозией могут быть допущены ошибки в определении толщины защитного слоя бетона и диаметра арматурных стержней. Огневая эрозия — явление разрушения (сноса) бетона и арматурной стали в процессе интенсивного огневого воздействия. Сечение арматурных стержней (особенно хомутов) при огневой эрозии уменьшается в 2—10 раз и более. При этом снос поверхностного слоя металла с

8. Минимальная толщина защитного слоя бетона

Назначение арматуры	Вид конструкции	Толщина или высота сечения, мм	Защитный слой бетона, не менее, мм
Продольная рабочая	Плиты, стенки, полки ребристых плит	До 100	10
		Более 100	15
	Балки, прогоны, ребра плит	До 250	15
		Более 250	20
	Колонны, стойки	Любая	20
Поперечная и конструктивная	Конструкции всех видов	До 250	10
		Более 250	15

Примечания: 1. Толщину защитного слоя бетона по СНиП II-21-75 для рабочей и конструктивной арматуры принимают не менее диаметра стержня или каната и не менее значений, указанных в таблице. При назначении толщины защитного слоя бетона учитывают требования СНиП II-2-80 «Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений» и СНиП II-28-73* «Защита строительных конструкций от коррозии».

2. Для сборных элементов из бетона М250 и более толщину защитного слоя бетона для продольной арматуры допускают принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее значений, указанных в таблице.

3. Для растянутой продольной рабочей арматуры толщину неармированного защитного слоя бетона в пролете элемента назначают не более 50 мм. В защитном слое бетона толщиной более 50 мм устанавливают конструктивную арматуру в виде сеток. При этом площадь сечения продольной арматуры сеток принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры, шаг поперечной арматуры сетки не должен превышать высоты сечения элемента.

4. Толщину защитного слоя бетона у концов преднапряженных элементов на участке зоны передачи усилий от арматуры на бетон принимают для стержневой арматуры классов А-IV (Ат-IV) и ниже, а также для арматурных канатов — не менее двух диаметров; для стержневой арматуры классов А-V, Ат-V, Атп-V, Ат-VI — не менее трех диаметров стержня или каната. Толщину защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента принимают не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм для арматурных канатов. Защитный слой бетона для сечений у опоры принимают таким же, как для сечений в пролете, в случае обеспечения дополнительных конструктивных мероприятий по анкеровке продольной напрягаемой арматуры.

5. В элементах с продольной арматурой, натягиваемой на бетон, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала принимают не менее 40 мм и не менее ширины канала. Указанное расстояние до боковых граней элемента принимают не менее высоты канала.

6. При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщину защитного слоя бетона, образуемого последующим торкретированием, принимают не менее 20 мм.

7. Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры защищают слоем бетона не менее 10 мм или раствора не менее 5 мм.

8. В однослойных конструкциях из ячеистого бетона и бетона на пористых заполнителях марки 100 и ниже толщину защитного слоя бетона во всех случаях принимают не менее 15 мм.

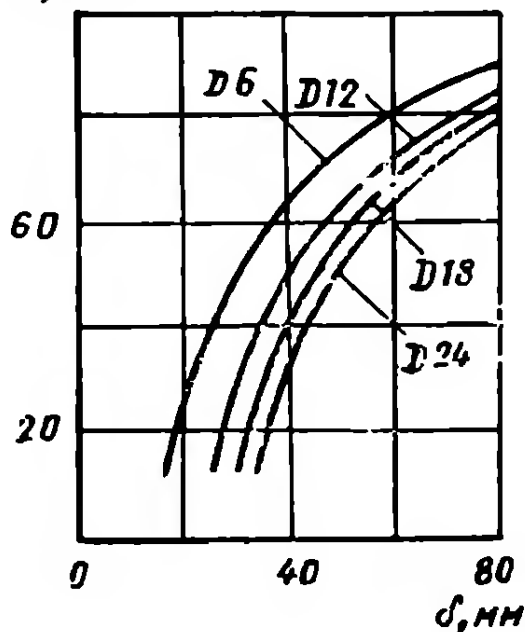
поверхности арматуры происходит равномерно в зонах с одинаковой интенсивностью воздействия сверхвысоких температур. Вследствие этого периодический профиль арматуры класса А-II и выше слабо изменяется по форме. В некоторых случаях только при внимательном осмотре можно обнаружить некоторую притупленность выступающих ребер стержней.

Под толщиной защитного слоя бетона над гладкой арматурой понимают расстояние по нормали между поверхностью бетона конструкции и образующей арматурного стержня. Для рифленой арматуры это расстояние принимают согласно ГОСТ 22904—78 до образующей цилиндра, диаметр которого равен номинальному диаметру периодического профиля.

В процессе обследования железобетонных конструкций определяют фактическую толщину защитного слоя бетона и сравнивают ее с проектной и требуемой СНиП II-21-75 (табл. 8). Толщину защитного слоя бетона измеряют штангенциркулем или линейкой (при вырубке бетона). В настоящее время для определения толщины защитного слоя бетона и диаметров арматуры широко используют приборы ИСМ-1 и ИЗС-2.

Прибор ИЗС-2 применяют при толщине защитного слоя бетона 5—70 мм, диаметре арматуры 6—20 мм; погрешность измерения $\pm 3\%$. Прибор может работать при колебаниях температуры от -10 до $+30^\circ\text{C}$ и относительной влажности 80%. Толщину защитного слоя бетона определяют по шкале прибора, градуированной в миллиметрах.

$J, \text{мкА}$



для различных диаметров арматуры [15]. Если шкала градуирована в микроамперах, толщину защитного слоя бетона находят по графику (рис. 20).

Во время проведения испытания под контролируемой конструкцией не должны находиться металлические элементы на расстоянии ближе 0,2 м. При определении толщины защитного слоя бетона должен быть известен диаметр арматуры.

Порядок работы с прибором ИЗС-2: щуп прибора перемещают в двух взаимно перпендикулярных направлениях на расстоянии (по высоте) 53—70 мм от поверхности железобетонной конструкции. Наличие арматуры обнаруживают по отклонению стрелки микроамперметра М-24. Совмещая щуп с местом, при котором показание прибора будет минимальным, оп-

ределяют точное расположение арматуры, отмечают риской это положение шупа на поверхности конструкции и записывают толщину защитного слоя бетона при известном диаметре арматуры по прибору.

Схему расположения арматуры аварийных конструкций определяют их вскрытием. Состояние арматуры железобетонных конструкций со средними и слабыми повреждениями выявляют удалением защитного слоя бетона и обнажением арматуры. Арматуру обнажают в пределах защитного слоя бетона, пробивая узкие поперечные бороздки.

При обрушении плит, балок, ферм во время пожара или после него в результате их ударов о нижележащие конструкции происходят значительные отколы бетона. При этом на участках конструкций с отколотым бетоном хорошо видно арматуру. Арматурные стержни по сечению разрушения конструкций имеют незначительные повреждения (провисания, перегибы). При необходимости может быть произведено дополнительное выборочное вскрытие бетона.

Особое внимание при осмотре аварийных конструкций обращают на состояние анкерных устройств, стыков, закладных деталей и опорных узлов элементов. Наиболее поврежденные арматурные изделия опорных узлов сборных конструкций в аварийной зоне находятся на границе с участком разрушения (обрушения) частей здания. Если состояние конструкций в зоне тяжелого поражения вызывает сомнение в качестве армирования, в характерных точках делают выборочное вскрытие бетона. При этом обращают внимание на особенности вскрытия бетона обычных и преднапряженных конструкций, а также бетона в растянутой и сжатой зонах сечений элементов. Способы проведения этих работ описаны в работах [31, 34].

По данным проверки армирования делают эскиз, на котором показывают расположение арматуры в сечении, число стержней, их виды, диаметры, степень окисления и сцепления арматуры с бетоном, наличие коррозии и характер поверхности. Полученные данные сравнивают с проектными, содержащимися в рабочих чертежах и документах завода-изготовителя: паспорте изделий, актах на скрытые работы, журналах по проведению арматурных работ [30].

На основании сравнения делают заключение о фактическом состоянии арматуры в поврежденных огнем конструкциях. Полученные данные об армировании

конструкции участка разрушения могут быть распространены на элементы здания других зон поражения.

По результатам проверки фактического армирования конструкций составляют ведомость дефектов и схемы армирования с указанием мест вскрытия бетона.

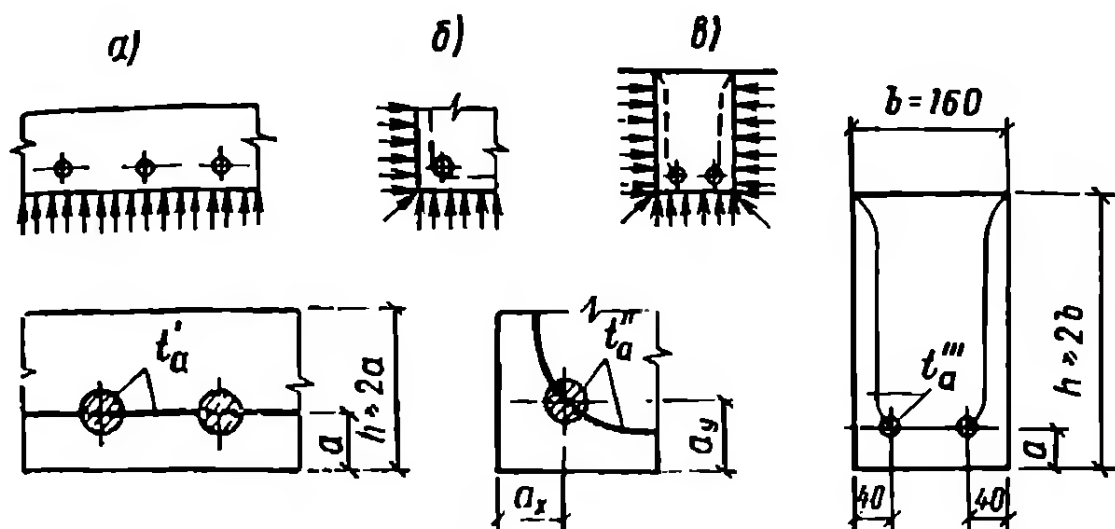
Качество арматуры определяется степенью прогрева конструкций при пожаре.

Температура нагрева арматурных стержней в условиях огневого воздействия зависит от расположения арматуры по сечению элемента, толщины, теплопроводности и условий работы защитного слоя бетона в процессе пожара. Условия работы защитного слоя характеризуются либо местными отколами во время огневого воздействия, либо уменьшением толщины при появлении огневой эрозии бетона, либо степенью (скоростью) прогрева без его отслоения, отколов, разрушений, взрывов.

С увеличением степени повреждения конструкций температура нагрева арматуры возрастает. Так, как правило, наиболее прогревается арматура в железобетонных конструкциях, находившихся в очаге поражения здания. В процессе быстрого подъема температуры при пожаре и резкого охлаждения нагретых конструкций водой при тушении (термический удар) возможно отслаивание и отпадение бетона. В начальный период интенсивного огневого воздействия (через 5—20 мин после начала пожара) может происходить взрывообразное разрушение бетона. При этом хрупкое разрушение проявляется как откол от обогреваемой поверхности конструкции кусков (лещадок) бетона толщиной до 10—50 мм.

Во время технического обследования важно определить, в какой период пожара произошел откол защитного слоя бетона. О том, что откол бетона возник в процессе огневого воздействия, могут свидетельствовать следующие следы пожара: термическое местное выпучивание стержней (обычно у концов закрепленных стержней, реже в средней части пролета или высоты железобетонного элемента), огневая эрозия стали, перегрев, перегрев или образование окисленной пленки на поверхности арматуры (в местах излома стержней, надпиленных ножовкой, перекаленная сталь имеет крупнозернистую структуру); налет копоти и сажи на обнаженной арматуре.

Если защитный слой бетона откалывается при постукивании молотком в процессе обследования, считают,



21. Определение температуры нагрева арматуры железобетонных конструкций

a — в элементах при одностороннем обогреве; b — то же, при двустороннем обогреве; θ — в ребрах плит (балках) при трехстороннем обогреве

что он выполнил функции защиты арматуры от огня. При этом степень прогрева арматуры оценивают по толщине защитного слоя бетона, длительности огневого воздействия, приведенного к стандартному температурному режиму, с учетом условий обогрева (рис. 21).

Прогрев арматуры по сечению плит (односторонний обогрев) зависит в основном от осевого расстояния a (табл. 9) и в меньшей степени от толщины плиты h и диаметра арматурного стержня d_a . Осевое расстояние (глубина залегания арматуры) — это расстояние по нормали между поверхностью бетона элемента и осью арматуры: $a = \delta + 0,5d_a$, где δ — толщина защитного слоя бетона.

9. Температура нагрева арматуры в плитах при одностороннем обогреве

Длительность огневого воз- действия $t_{\text{с.ч}}$	нагрева арматуры $t_a, ^\circ\text{C.}$ и $a, \text{ мм}$								
	0	10	20	22	28	30	36	42	50
0,5	650	500	350	300	270	250	200	150	100
1	850	680	550	500	440	420	370	320	250
1,5	950	800	650	630	520	550	500	450	360
2	980	850	730	700	630	600	550	500	440
3	1050	940	820	790	750	720	670	620	550
4	1100	1000	900	880	820	800	750	700	640
5	1150	1050	950	930	870	850	800	750	700
6	1180	1080	980	960	920	900	850	800	750

Примечание: $h \geq (1,5-2) a$; бетон на гранитном заполнителе.

10. Температура нагрева арматуры в ребрах плит с шириной сечения 160 мм при трехстороннем обогреве

Длительность огневого воз- действия τ , ч	Температура нагрева стержня арматуры $t_{\text{н}}^{\text{н}}$, °С. при осевом расстоянии по вертикали a , мм					
	20	25	30	40	60	100
0,5	450	400	350	250	200	150
1	650	600	550	500	400	350
1,5	750	730	700	630	550	500
2	850	800	750	700	650	600

Примечания: 1. В таблице приведены значения при осевом расстоянии по горизонтали, равном 40 мм.
2. Бетон на известняковом заполнителе.

Степень прогрева арматуры в ребрах плит (балках) показана в табл. 10.

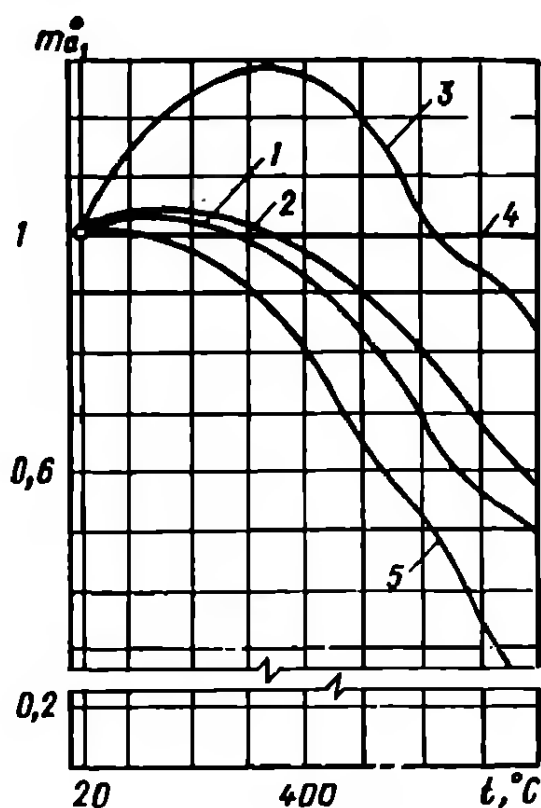
Для колонн, стоек, балок, элементов ферм и других стержневых конструкций, обогрев которых происходит с двух и более сторон сечения, характерны двумерные температурные поля. Для круглых и прямоугольных сечений железобетонных элементов температуры двухмерного поля определяют по формуле

$$t_{xy\tau} = t_{c\tau} - [(t_{c\tau} - t_{x\tau})(t_{c\tau} - t_{y\tau}) / (t_{c\tau} - t_n)], \quad (5)$$

где $t_{x\tau}$; $t_{y\tau}$ — температуры одномерных полей, °С; $t_{c\tau}$ — температура стандартного пожара заданной длительности, °С.

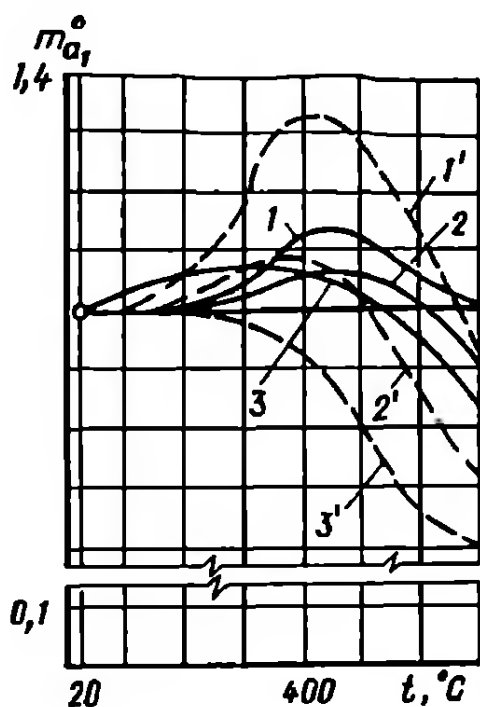
При оценке остаточных эксплуатационных качеств железобетонных конструкций важно знать изменение свойств арматурных сталей после пожара. Во время осмотра здания, поврежденного огнем, устанавливают степень повреждения арматурных сталей железобетонных конструкций. Отклонение свойств сталей от первоначальных определяется температурой прогрева стали по сечению элемента: пережог, перегрев, сильное или слабое повреждение.

Пережженная сталь частично теряет прочность и почти полностью пластические свойства, вследствие этого дальнейшее ее использование в конструкциях невозможно. Пережог арматуры при пожарах встречается не часто: лишь в случае, если в начале интенсивного огневого воздействия (при температурах более 1400°С) сталь оголилась, например на складах пластмасс, каучука. О пережоге стали судят по внешнему виду: оплавлению и твердой хрупкой пленке серовато-синего или черного цвета. При пережоге сталь теряет прочность, пластические свойства, способность сопротивляться ударной нагрузке. Железобетонные конструкции с пережженной сталью сильно деформируются. При испытании на загиб в холодном состоянии пережженная сталь марки Ст.3 легко гнется, под пленкой окислы образуется сетка мелких трещин в растянутых волокнах и рябь со стороны сжатых волокон арматурного образца. Воздействие температур 1100—1300°С приводит к перегреву стали, изменению ее структуры и снижению механических свойств.



22. Изменение прочности арматурных сталей после нагрева и последующего охлаждения

1 — холодноотянутая низколегированная проволока диаметром 6—6 мм, $R_a^H = 600$ МПа; 2 — холодносплюснутая арматура периодического профиля диаметром 12 мм, $R_a^H = 500$ МПа; 3 — горячекатаная низколегированная сталь класса А-III, $R_a^H = 600$ МПа; 4 — горячекатаная сталь классов А-I и А-II марки Ст.0, Ст.3 и Ст.5, $R_a^H = 240—300$ МПа; 5 — высокопрочная холодноотянутая проволока диаметром 2—3 см, $R_a^H = 1800$ МПа



23. Изменение механических свойств горячекатаной арматурной стали А-V (обозначения без штрихов) и термически упрочненной стали класса Ат-V (обозначения со штрихами) от температуры после контактного электронного нагрева

1 — временного сопротивления стали σ_B ; 2 — условного предела упругости $\sigma_{0,02}$; 3 — условного предела текучести $\sigma_{0,2}$

Наиболее часто на арматуру железобетонных конструкций при пожаре воздействуют температуры 200—700°C [9, 21, 27], вызывающие изменения ее механических свойств

(рис. 22). Потери прочности сталей в нагретом состоянии и после охлаждения различны. Это объясняют тем, что нагретая сталь, подвергнутая постепенному охлаждению, в определенной мере восстанавливает прочностные свойства. Горячекатаные стали класса А-I и А-II, применяемые для обычных железобетонных конструкций, при охлаждении полностью восстанавливают свою прочность. У термически упрочненных сталей классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, Ат-VII, используемых для преднапряженных конструкций, при нагреве выше 400°C происходит резкое и необратимое после охлаждения снижение прочностных свойств арматуры

(рис. 23). Недостатком термически упрочненных сталей является также возможное их разупрочнение после сварки [7].

Наибольшее снижение прочности при нагреве имеют высокопрочные холодноотянутые стали, упрочненные наклепом. Холоднообработанные стали при нагреве утрачивают наклеп. Температура, при которой стали теряют наклеп, зависит от начального упрочнения и снижается с 400°C при пределе текучести 550 МПа до 200°C при временном сопротивлении разрыву 1800 МПа. Нагрев сталей выше $300\text{--}350^{\circ}\text{C}$ связан с ее рекристаллизацией и вследствие этого с повышением пластичности, сопровождающимся снижением ее прочности и увеличением деформаций ползучести.

При нагреве холоднообработанной стали до 300°C в ней снимаются только внутренние напряжения, образовавшиеся в результате наклепа. После охлаждения прочность стали сохраняется или даже возрастает по сравнению с ненагревавшейся.

Наибольшими температурами, соответствующими началу необратимой потери прочности, для стали классов В-II, В-I и А-III (25Г2С) являются соответственно $300\text{--}350$; 400 и 600°C .

Натурные исследования железобетонных конструкций, поврежденных огнем, показывают, что даже кратковременное действие высоких температур во время пожара вызывает значительное нарастание пластических деформаций. Потеря преднапряжения железобетонными элементами с применением арматурных сталей классов А-IIIв и А-IV происходит после нагрева до температур $450\text{--}550^{\circ}\text{C}$. Ползучесть низколегированной стали марки 30Г2С при постоянных преднапряжениях 380 МПа проявляется при кратковременном нагреве до 200°C . С увеличением температуры от 250 до 300°C деформации ползучести возрастают в 2,2 раза (до $1,9 \cdot 10^{-3}$), что приводит к полной потере преднапряжения.

Аналогична характеристика температурной ползучести высокопрочной проволоки из стали класса Вр-II. С ростом преднапряжения от 400 до 900 МПа при повышении температуры от 245 до 300°C деформации ползучести увеличиваются с $2,5 \cdot 10^{-3}$ до $5,5 \cdot 10^{-3}$, что вызывает полную потерю преднапряжения.

Деформации арматурных сталей, вызванные температурной ползучестью и снижением модуля упругости при нагреве, необратимы. Остаточные деформации от снижения модуля упругости в 8—10 раз меньше, чем деформации ползучести стали при заданных температурах нагрева. Необратимые деформации арматурных сталей после огневого воздействия являются причиной появления остаточных прогибов железобетонных конструкций. В преднапряженных элементах они вызывают дополнительно необратимую потерю жесткости, которая происходит вследствие потери преднапряжения в арматуре [21].

В железобетонных конструкциях, поврежденных огнем, механические свойства арматуры определяют испытанием образцов на разрыв (для конструкций аварийной зоны) или расчетом (для конструкций участков средних и слабых повреждений). Если при обследовании конструкций в опасной зоне возникает сомнение в качестве арматурной стали, с характерных участков берут пробу для упрощенного испытания на изгиб или направляют образцы на исследование в лабораторию. Для установления предела текучести временного сопротивления и относительного удлинения образцы стали испытывают на растяжение (без обработки их поверхностей).

Иногда характеристики арматуры определяют в процессе испытания железобетонных конструкций. В этом случае часть рабочей арматуры освобождают от бетона и из неповрежденных участков изготавливают образцы арматурных стержней. Образцы вырезают ножовкой или газовой горелкой, соблюдая меры по предупреждению их нагрева. Из аварийных конструкций с отколотым защитным слоем бетона берут образцы арматуры, обожженной во время огневого воздействия.

Стальная арматура не может быть допущена к дальнейшей эксплуатации без усиления, если металл, поврежденный огнем, имеет значительные деформации (вспучивания), пережоги, трещины, надрывы и другие внешние дефекты. Наиболее опасным структурным изменением стали, способным вызвать разрушение элементов железобетонных конструкций, является пережог.

После воздействия температур $800\text{--}1000^{\circ}\text{C}$ на поверхности арматурных сталей дефектов, значительно влияющих на ее механические свойства, не обнаруживается. Считают, что арматурную сталь, поврежденную огнем, при отсутствии значительных деформаций, пережогов, надрывов и других видимых дефектов, можно допустить к дальнейшей эксплуатации.

9. Определение степени поражения здания пожаром

Степень поражения здания зависит от коэффициента повреждения (разрушения) частей здания по зонам интенсивности огневого воздействия.

Коэффициент повреждения здания пожаром (приведенный коэффициент повреждений строительных конструкций) рассчитывают по формуле

$$\xi_n = \sum K_i B_i / 1000, \quad (6)$$

где K_i — объем повреждения огнем отдельных конструкций, %
 $B_i = C_i / C$ — удельный вес стоимости поврежденных конструктивных элементов; C_i и C — соответственно стоимость одного элементов конструкции и общая стоимость строительной части здания.

Объем повреждения, %, отдельных конструкций определяют по зависимости

$$K_i = \sum n P_i / \quad (7)$$

где n — число поврежденных конструкций; P_i — степень повреждения конструкций, %; m — число одноименных конструкций здания до пожара.

Степень повреждения здания, %, находят по формуле

$$P_n = 10^{-2} \sum_{i=1}^n K_i B_i. \quad (8)$$

В зависимости от степени повреждения здания и коэффициента повреждения строительных конструкций огнем здания подразделяют на шесть групп (табл. 11).

11. Степени поражения здания, поврежденного пожаром

Параметры	Группы зданий по степени поражения					
	0	1	2	3	4	5
$P_n, \%$	0—5	5—10	10—30	30—50	50—85	85—100
$\xi_n = 0,01$ $\times P_n$	0—0,05	0,05—0,1	0,1—0,3	0,3—0,5	0,5—0,85	0,85—1

В каждой группе зданий выделяют следующие участки: разрушения; сильных, средних и слабых повреждений; неповрежденную зону.

Участки *разрушения* характеризуются обрушением частей здания; разрывом, раздроблением или изломом отдельных конструкций; наличием признаков, свидетельствующих о разрушении конструкций. Признаки разрушения частей зданий подразделяют на явные, наблюдаемые визуально, и косвенные, определяемые с помощью приборов. К признакам явного разрушения железобетонных конструкций относят потерю устойчивости конструкции или ее элемента, разрушение бетона сжатой зоны (отслоение лещадок, появление трещин), разрыв всей рабочей арматуры или ее части (более 10%), разрушение бетона у опор конструкции по косым трещинам, раскол торцов или нарушение анкеровки преднапряженных конструкций.

Признаками, косвенно свидетельствующими о раз-

рушении железобетонных конструкций, являются наличие остаточных прогибов, превышающих предельно допустимые в 10 и более раз (более $1/20$ — $1/50$ пролета), и раскрытие трещин на ширину более 5 мм.

На участке разрушения различают зону обрушения и зону аварийных конструкций. Зона обрушения для разных по назначению элементов железобетонных конструкций, например плит и балок, имеет различные границы. Так, в конструкциях покрытия зона обрушения ребристых плит может значительно превышать зону обрушения более массивных прогонов: балок, ферм, арок, ригелей. Это объясняется тем, что при одинаковой разрушительности пожара сопротивление элементов железобетонных конструкций огневому воздействию различно.

На участках *сильных, средних и слабых* повреждений состояние конструкции после пожара характеризуется определенными признаками в зависимости от их напряженного состояния.

Одним из таких признаков являются остаточные прогибы конструкции. Для оценки степени поражения остаточные температурные прогибы железобетонных конструкций, поврежденных огнем, сравнивают с прогибами от нагрузок в нормальных условиях эксплуатации. Нормативные прогибы элементов железобетонных конструкций приведены в табл. 12.

12. Предельно допустимые прогибы железобетонных конструкций (СНиП II-21-75)

Конструкция	Пролеты, м	Предельные прогибы
Элементы перекрытий с ребристыми потолками и элементы лестниц	До 5	$1/200$
	5—10	2,5 см
	Более 10	$1/400$
Перекрытия с плоскими потолками и элементы покрытий (кроме указанных в п. 4)	До 6	$1/200$
	6—7,5	3 см
	Более 7,5	$1/250$
Навесные стеновые панели в расчетах из плоскости	До 6	$1/200$
	6—7,5	3 см
	Более 7,5	$1/250$
Элементы покрытий сельских зданий производственного назначения	До 6	$1/150$
	6—10	4 см
	Более 10	$1/250$

Примечания: 1. Предельные прогибы принимают в сантиметрах или в долях пролета (например, $1/200$ пролета).

2. Предельно допустимые прогибы для других конструкций устанавливают по специальным требованиям, но при этом они не должны превышать $1/150$ пролета балок или плит и $1/75$ вылета консоли.

13. Признаки степени повреждения огнем изгибаемых и сжатых железобетонных конструкций

Состояние конструкций после огневого воздействия		Рекомендации по ус- ранению поврежде- ний
изгибаемых	сжатых	

Аварийные конструкции

Наличие остаточных прогибов конструкций, превышающих в 5—10 раз предельные ($\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{60}$ пролета), с образованием в растянутой зоне сквозных трещин с шириной раскрытия 1—5 мм или с признаками разрушения сжатой зоны элемента; наличие чрезмерных трещин в бетоне от главных растягивающих напряжений, трещин в опорных узлах или трещин, пересекающих зону анкеровки растянутой арматуры; сквозное взрывообразное разрушение бетона тонкостенных конструкций, например полок панелей, ребристых плит; взрывообразное разрушение или следы огневой эрозии бетона массивных сечений на глубину более 20 мм, потеря устойчивости положения элемента: горизонтальный выгиб более $\frac{1}{100}$ пролета; деление изгибаемого элемента на отдельные блоки по вертикали и горизонтали; разрывы арматурных стержней, пережог и выпучивание арматуры; тяжелые повреждения поверхностного слоя бетона огнем (звук бетона глухой, зубило легко вбивается в бетон на глубину 10—20 мм); потеря сцепления арматуры с бетоном у концов элемента или более $\frac{1}{4}$ пролета в его середине; перекаливание бетона тонкостенных сечений полок, панелей,

Потеря устойчивости сжатого элемента; наличие разрушенных участков конструкций; разрывы арматурных стержней или их пережог; выпучивание более 50% сжатой арматуры; следы огневой эрозии или взрывообразного разрушения бетона на глубину более 30 мм в массивных сечениях или образование сквозных отверстий (более 20% площади сборного элемента в полках панелей); нарушение сцепления арматуры с бетоном по всему периметру сечения; отпадание защитного слоя бетона в начале огневого воздействия и перегрев арматуры; изломы консолей колонн; обрыв растянутой арматуры в консолях; разрушение элементов составных и решетчатых колонн

Оградить зону аварийных конструкций, установить временные крепления, разобрать непригодные для восстановления элементы, привести в исходное положение восстанавливаемые элементы, выправить и усилить конструкции расчетными обоями; заменить непригодные для дальнейшей эксплуатации конструкции новыми

Состояние конструкций после огневого воздействия		Рекомендации по устранению повреждений
изгибаемых	сжатых	
стенки балок; разрушение элементов решетчатых конструкций (балок, ферм)		

Конструкции с тяжелыми повреждениями

Наличие остаточного прогиба статически определяемого элемента, превышающего в 2—4 раза предельно допустимый для неповрежденных конструкций; наличие сильно раскрытых (более 1 мм) нормальных трещин, проходящих в сжатую зону элемента; местные глубокие повреждения сжатой зоны; образование косых трещин; прогрев бетона сечения элемента до критической температуры (500—600°C) на величину более осевого расстояния; снижение прочности бетона от прогрева в сжатой зоне ядра сечения свыше 50% первоначальной; обрушение защитного слоя бетона во время огневого воздействия; появление продольных трещин защитного слоя бетона в углах сечения элемента; перекаливание арматуры и снижение ее прочности на 50% и более; зубило, установленное перпендикулярно поверхности элемента, при ударе погружается в бетон на глубину 5—10 мм, поврежденный огнем бетон крошится и осыпается, звук глухой; образование трещин в стыках частей элемента; в местах соединения полок панелей с продольными и поперечными ребрами)	Наличие сквозных трещин с шириной раскрытия до 1 мм; выпучивание до 30% сжатой арматуры; быстрое отслаивание защитного слоя бетона на глубину более 30 мм при легком простукивании молотком; при ударе звук бетона глухой; зубило легко вбивается в бетон на глубину 10—20 мм; бетон подвержен взрывообразному разрушению на поверхности массивных конструкций (ригелей, балок) на глубину 20—30 мм или образование сквозных отверстий, составляющих менее 20% площади сборного элемента (полок, панелей); снижение прочности бетона от прогрева в ядре сечения до 50% первоначальной; сильно изменен цвет бетона от воздействия температур (от бледно-серого оттенка до белого)	Оградить зону поврежденных конструкций, установить временные крепления; выправить и усилить элементы расчетными обоймами
---	--	--

Состояние конструкций после огневого воздействия		Рекомендации по ус- ранению поврежде- ний
изгибаемых	сжатых	

Конструкции со средними повреждениями

Остаточный прогиб статически определимого элемента не превышает предельно допустимого (см. табл. 12); прогрев сжатой зоны сечения элемента до критической температуры (500—600°C) на величину не более толщины защитного слоя бетона; местные взрывообразные поверхностные разрушения бетона массивных сечений на глубину не более 20 мм; при воздействии температуры цвет бетона изменяется от серого до розоватого оттенка; при определении прочности бетона зубилом или молотком остается заметный след на поверхности элемента	Поверхность бетона элементов покрыта частой сеткой неглубоких температурно-усадочных трещин; защитный слой бетона откалывается при простукивании молотком только по углам сечения на глубину до 20 мм; при определении прочности бетона зубилом остается заметный след на поверхности бетона; от воздействия температуры цвет бетона изменен незначительно (до розоватого оттенка)	Восстановить поврежденные элементы местными конструктивными обоями, восстановить защитный слой бетона
--	--	---

Конструкции со слабыми повреждениями

Остаточного температурного прогиба статически определимого элемента нет; сжатая зона сечения элемента прогрета до критической температуры (500—600°C) на величину не более половины толщины защитного слоя бетона; при простукивании защитный слой бетона с трудом откалывается на глубину не более 10 мм; цвет бетона от воздействия температуры изменен незначительно; сетки температурно-усадочных трещин на поверхности бетона нет; при определении прочности бетона зубилом или молотком остается неглубокий след, звук бетона звонкий, при царапании остаются малозаметные штрихи	Состояние поверхности бетона элементов незначительно отличается от конструкций, не поврежденных огнем: защитный слой бетона откалывается молотком с трудом только по углам сечения на глубину до 10 мм; при оценке прочности бетона зубилом остается неглубокий след, звук звонкий, при царапании остаются малозаметные штрихи	Восстановить защитный слой бетона
---	--	-----------------------------------

По степени повреждения огнем сжатые железобетонные конструкции подразделяют по аналогии с изгибаемыми элементами (табл. 13).

На участке слабых повреждений явных признаков поражения железобетонных конструкций огнем визуально может быть не обнаружено. Слабые повреждения характеризуются незначительным прогревом части защитного слоя бетона. Глубину прогрева (5—10 мм) до критической температуры определяют в процессе инструментального обследования. Конструкции участка слабых повреждений защитного слоя бетона, как правило, имеют более закопченные по сравнению с другими участками поверхности.

В зависимости от степени поражения частей здания пожаром назначают границы участков *повреждения* железобетонных конструкций огнем. На практике границы участков поражения здания определяют в зависимости от зоны огневого воздействия и огнестойкости строительных конструкций.

Участки тяжелых, средних и слабых повреждений элементов строительных конструкций, поврежденных огнем, как правило, не совпадают в планах (разрезах) здания. Находясь в одной зоне огневого воздействия, тонкостенные сечения элементов железобетонных конструкций получают более тяжелые повреждения по сравнению с массивными элементами. Так, железобетонные ригели (балки, фермы) могут иметь средние или слабые повреждения, а ребристые плиты, опертые на эти ригели, — тяжелые повреждения или даже быть полностью разрушенными. Следовательно, границы зон поражения следует назначать не по строительным конструкциям здания (стойки, перекрытия, покрытия), а по состоянию отдельных элементов этих конструкций (ригелей, плит, покрытий, перекрытий).

Колонны здания, находившиеся в одной зоне огневого воздействия, также могут иметь различную степень поражения. Это объясняется тем, что стойки в здании устанавливают с определенным шагом (удаление от очага пожара), некоторые стойки могут быть расположены по границам зон интенсивности пожара; на отдельные участки колонн возможно непосредственно воздействие пламени (местная огневая нагрузка); консоли колонн прогреваются интенсивнее в процессе огневого воздействия и повреждаются больше, чем ствол колонны. Вследствие этого степень повреждения огнем каждой железобетонной колонны определяется инди-

видуально. При больших группах колонн, имеющих одинаковые повреждения, границу поражения этих конструкций здания предварительно назначают по состоянию консолей колонн.

Объем *демонтажных работ* зависит от размеров участков повреждения. Демонтажу подлежат полностью разрушенные железобетонные конструкции. Аварийно-восстановительные работы в аварийной зоне выполняют сразу же после пожара, чтобы сохранить еще не обрушившиеся, но угрожающие падением строительные конструкции, а также предотвратить их дальнейшее повреждение. Отсрочка выполнения аварийно-восстановительных работ может привести к увеличению объема обрушения строительных конструкций.

Для проведения натуральных испытаний разрушающей нагрузкой демонтируют элементы железобетонных конструкций, наиболее подверженные огневому воздействию. Так, из одной зоны поражения здания для испытания отбирают и демонтируют в первую очередь сборные железобетонные плиты покрытия (перекрытия), а затем ригели (балки, фермы). Для испытания демонтируют не менее двух образцов-элементов. Участки демонтажа выбирают в зависимости от целей испытания. При этом учитывают, что легче демонтировать крайние элементы конструкции и элементы на границе зоны обрушения и аварийной (после расчистки завалов). Разборка менее огнестойких конструкций плит покрытия (перекрытия) на участках сильного и среднего поражения приводит к экономически неоправданному увеличению объема демонтажных работ массивных железобетонных конструкций покрытия (балок, ферм). В таких случаях иногда демонтируют ригели покрытия, имеющие только слабые повреждения защитного слоя бетона. Это приводит к росту объема восстановительных работ и увеличивает их стоимость.

От степени поражения здания огнем зависит ущерб от пожара. При полном уничтожении строительных конструкций огнем (обрушении) материальный ущерб определяют по балансовой стоимости здания. В случае частичного повреждения здания пожаром ущерб оценивают стоимостью его ремонта и восстановления. В этом случае материальный ущерб ориентировочно подсчитывают на основе данных процентного соотношения поврежденных строительных конструкций и их удельной первоначальной стоимости.

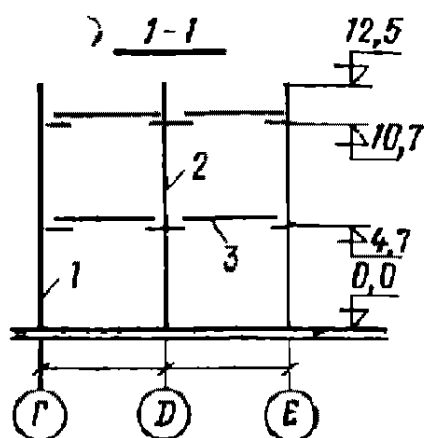
Материальный ущерб от пожара в здании (повреждения строительных конструкций) вычисляют по формуле

$$У_k = \xi_n C, \quad (9)$$

где C — первоначальная стоимость объекта на день пожара, руб.

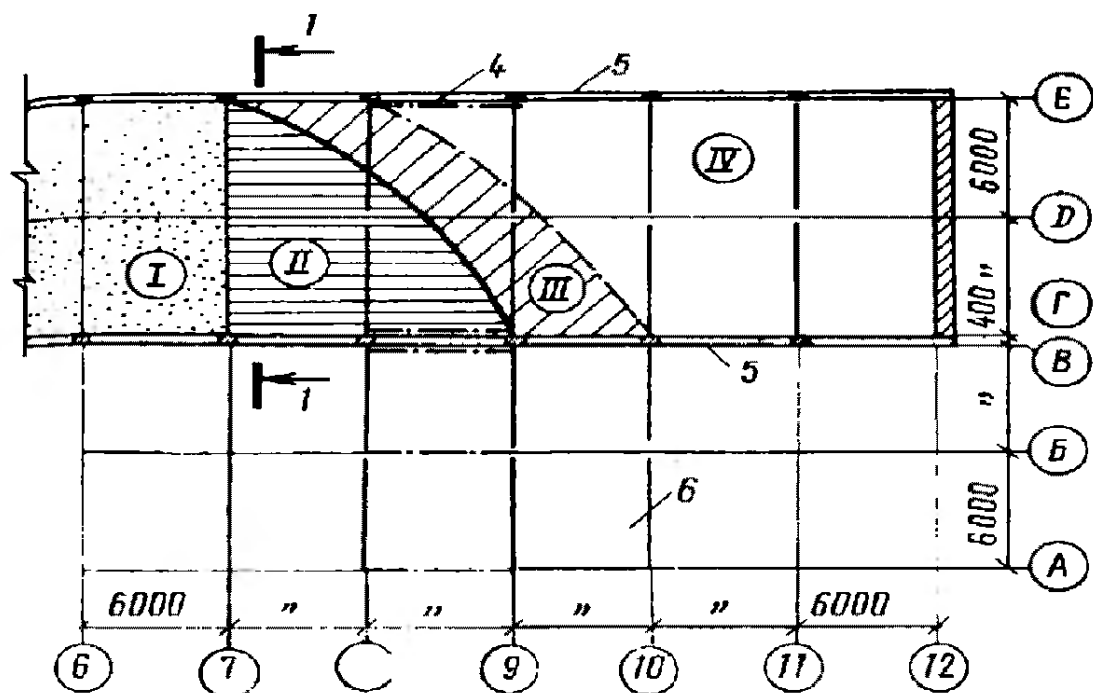
Пример 4. Определить степень поражения здания и материальный ущерб от пожара, происшедшего в цехе окисления производства капролактама. Здание двухэтажное (рис. 24), высота этажа 6 м, построено из сборного железобетона.

Номенклатура частей здания и первоначальная стоимость строительных конструкций приведена в табл. 14. Степень повреждения частей здания принята в соответствии с актом осмотра строитель



24. Разрез и план участка корпуса по производству капролактама

I — зона сверхвысокой интенсивности огневого воздействия (очаг горения); II, III, IV — соответственно зоны высокой, средней и слабой интенсивности воздействия высоких температур; 1 — колонны марки К27-2 железобетонные крайние на два этажа; 2 — то же, марки К28-1, средние; 3 — железобетонные неразрезные ригели марки Б8-2 (серии ИИ-20); 4 — вставные металлические связи; 5 — навесные керамзитобетонные стены; 6 — наружная этажерка, (оси А-В, ряды 8-10)



ных конструкций после пожара; для несущих железобетонных конструкций — по данным табл. 15.

Решение. Вычислим общую сметную стоимость строительных работ при коэффициенте $k_c = 1,23$:

$$C = 1,23 \cdot 115\,000 = 141\,450 \text{ руб.}$$

Найдем объем повреждения несущих железобетонных конструкций по данным натурного осмотра (табл. 15). Результат запишем в табл. 14.

Определим степень повреждения здания по формуле (8) в соответствии с данными табл. 14.

$$\begin{aligned} P_n &= 0,01 [100 \cdot 7,8 + 75 (1,7 + 8,7 + 6,8 + 1,5) + \\ &+ 50 \cdot 1,3 + 31,32 \cdot 13,5 + 30 \cdot 7,1 + 28,75 \cdot 3,2 + \\ &+ 25 (18,3 + 2,2)] = 0,01 \cdot 3500 = 35 \% \end{aligned}$$

При 35% повреждения конструкций здание относят к третьей степени поражения, коэффициент поражения 0,35.

Рассчитаем материальный ущерб по строительной части здания по формуле (9)

$$Y_n = 0,35 \cdot 141\,450 = 49\,508 \text{ руб.}$$

14. Исходные данные для ориентировочной оценки материального ущерба по строительным конструкциям здания

	Первоначальная стоимость, C_i , руб.	Удельный вес стоимости элемента B_i	Объем повреждения элемента K_i , %
Стены и перегородки из кирпича	9080	7,8	}
Ворота и двери	2000	1,7	
Металлоконструкции	10 000	8,7	
Окна (металлические рамы)	7800	6,8	
Рамы ворот, связи	1750	1,5	
Лестницы	1450	1,3	
Плиты покрытия и перекрытия	15 600	13,5	50 31,32**
Колонны каркаса	8120	7,1	30**
Ригели несущего каркаса	3700	3,2	28,75**
Полы	21 000	18,3	}
Стеновые панели	2500	2,2	
Фундаменты и их химическая защита	32 000	27,8	
Итого	$C=115\ 000$	100	35,5

* Значительные повреждения каменных конструкций (стен и перегородок из кирпича) произошли вследствие взрыва, предшествующего пожару.

** Данные о повреждении железобетонных конструкций несущего каркаса здания приведены по табл. 15.

15. Расчет объема повреждения огнем железобетонных элементов несущего каркаса здания

	Всего элементов m	Число элементов n_i со степенью повреждения $P_{п}$, %					Объем повреждения группы элементов конструкций K_i , %
		100 (анархичные)	50 (тяжелые)	30 (средние)	5 (слабые)	0 (нормальные)	
Плиты	110	14	22	27	27	20	31,32
Колонны	32	3	9	6	6	8	30
Ригели	24	3	5	4	4	8	28,75

Примечания: 1. Степень повреждения железобетонных элементов принята по результатам натурного освидетельствования.

2. Расчет объема повреждения групп колонн, ригелей и плит выполнен по формуле (7):

$$K_{п} = (100 \cdot 14 + 50 \cdot 22 + 30 \cdot 27 + 5 \cdot 27) / 110 =$$

$$K_{к} = (100 \cdot 3 + 50 \cdot 9 + 30 \cdot 6 + 5 \cdot 6) / 32 = 30\%;$$

$$K_{р} = (100 \cdot 3 + 50 \cdot 5 + 30 \cdot 4 + 5 \cdot 4) / 24 = 28,75\%.$$

10. Экономическая эффективность внедрения результатов технического обследования зданий

К разборке поврежденных огнем железобетонных конструкций здания приступают после тщательного экономического анализа вариантов восстановления здания. Основными критериями при выборе варианта являются снижение стоимости восстановительных работ и сокращение сроков восстановления.

В зависимости от степени поражения объекта пожаром могут быть приняты следующие варианты технических решений по восстановлению зданий: 1) демонтаж всех железобетонных конструкций, поврежденных огнем (снос здания), и замена их новыми; 2) восстановление конструкций с частичным демонтажом элементов несущего каркаса; 3) восстановление железобетонных конструкций, имеющих различную степень повреждения без демонтажа (ремонт, усиление).

На стадии разработки плана восстановительных работ для составления технико-экономических обоснований (ТЭО) за эталон принимают сметную стоимость объекта (по заменяемым строительным конструкциям). Общую (базовую) стоимость объекта определяют по смете или укрупненным сметным нормам. При разработке проекта восстановления здания все варианты сравнивают по приведенным затратам и годовому экономическому эффекту. Сравниваемые варианты должны быть приведены в сопоставимый вид по объему работ; мощности производственной площади; ценам на строительные материалы и производству работ в зависимости от района строительства.

Основными исходными данными для определения технико-экономических показателей проекта восстановления являются:

1) заключение по результатам технического обследования строительных конструкций здания; 2) технико-экономические показатели и характеристика объекта: сметная стоимость, производственная мощность, стоимость продукции, площадь, сроки восстановления, условия эксплуатации зданий и т. п.; 3) предварительная оценка материального ущерба.

К основным экономическим показателям варианта восстановления здания относят приведенные затраты на изготовление или восстановление (с учетом транс-

портировки до строительной площадки) и возведение строительных конструкций; капитальные вложения.

Приведенные затраты на изготовление (восстановление) строительных конструкций определяют по формуле

$$P_{ки} = C_{ки} + E_n K_{ки},$$

где $C_{ки}$ — себестоимость единицы конструкции по i -му варианту восстановления; E_n — нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений, равный 0,15; $K_{ки}$ — удельные капитальные вложения в производственные фонды на изготовление конструкций.

Приведенные затраты по возведению конструкций на строительной площадке рассчитывают следующим образом:

$$P_{ви} = C_{ви} + E_n K_{ви},$$

где $C_{ви}$ — себестоимость возведения (монтажа) строительных конструкций (без учета стоимости их изготовления); $K_{ви}$ — капитальные вложения в производственные фонды строительных организаций.

Себестоимость восстановления строительных конструкций на объекте включает прямые затраты и накладные расходы. В прямые затраты входят стоимость материалов, заработная плата рабочих, расходы на эксплуатацию машин и механизмов. Все виды прямых затрат принимают по укрупненным сметным нормам (УСН). Накладные расходы, зависящие от трудоемкости, принимают равными 0,6 руб. на 1 чел.-дн; зависящие от заработной платы — в размере 15% ее суммы.

Капитальные вложения K_i включают: 1) затраты в производственные фонды по отраслям для строительных организаций и для производства конструкций; 2) затраты на научные исследования, проектные, опытно-конструкторские и экспертные работы; 3) затраты на оборудование (определяют по данным спецификаций и прейскурантов на оборудование).

Приведенные затраты по рассматриваемым вариантам определяют сравнением вариантов.

Вариант 1 предусматривает демонтаж всех поврежденных огнем железобетонных конструкций и монтаж новых. Затраты на замену строительных конструкций включают отпускную стоимость железобетонных конструкций C_k , затраты на исследования (испытания) конструкций K_n , материальный ущерб в результате полного демонтажа поврежденных конструкций, включая стоимость научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ $У_k$:

$$П_k^1 = C_k^1 + K_n^1 + y_k^1.$$

Затраты на монтаж и возведение строительных конструкций складываются из себестоимости строительно-монтажных работ по демонтажу $C_{дм}^1$ и монтажу $C_{мн}^1$ строительных конструкций (без стоимости самих конструкций) и капитальные затраты на единицу строительно-монтажных работ K_c :

$$П_c^1 = C_{дм}^1 + C_{мн}^1 + E_n K_c.$$

Вариант 2 предусматривает восстановление поврежденных строительных конструкций с частичным демонтажом элементов несущего каркаса. Затраты на частичную замену и восстановление строительных конструкций включают стоимость заменяемых конструкций по отпускной цене C_k^2 ; себестоимость материалов на восстановление поврежденных конструкций C_v^2 ; затраты на исследование последствий пожара K_n^2 ; материальный ущерб в результате повреждения огнем строительных конструкций y_k^2 :

$$П_k^2 = C_k^2 + C_v^2 + K_n^2 + y_k^2.$$

Затраты на строительно-монтажные работы включают стоимость работ по демонтажу части строительных конструкций $C_{дм}^2$; стоимость монтажа новых конструкций $C_{мн}^2$; себестоимость работ по восстановлению здания без стоимости строительных конструкций $C_{вр}^2$; капитальные вложения в производственные фонды строительных организаций K_b :

$$П_c^2 = C_{дм}^2 + C_{мн}^2 + C_{вр}^2 + E_k K_b.$$

Вариант 3 предусматривает восстановление (исправление) несущих и ограждающих строительных конструкций, поврежденных огнем. Затраты на исправление строительных конструкций включают себестоимость материалов (бетона и арматуры), используемых при восстановлении объекта C_b^3 ; затраты на исследование и испытание строительных конструкций K_n^3 ; капитальные вложения в производственные фонды в строительстве K_k :

$$П_k^3 = C_b^3 + K_n^3 + E_n K_k.$$

Затраты на строительно-монтажные работы по восстановлению (исправлению) конструкций складываются из себестоимости работ по восстановлению объекта без

стоимости строительных конструкций $C_{\text{нр}}^3$ и капитальных вложений на единицу строительно-монтажных работ K_c :

$$P_c^3 = C_{\text{нр}}^3 + E_n K_c.$$

Наибольшую экономию обеспечивает вариант с наименьшими приведенными затратами. Основную часть годового экономического эффекта в зависимости от объема работ по восстановлению здания определяют по формуле

$$\mathcal{E}_n = [(P_k^I + P_c^I) \varphi - (P_k^{II} + P_c^{II}) \pm \mathcal{E}_3] F_{\text{о.н.}},$$

где φ — коэффициент изменения срока службы новой (исправленной) конструкции; $\mathcal{E}_3$ — экономия (или убытки) при эксплуатации конструкции; $F_{\text{о.н.}}$ — площадь зоны здания, восстанавливаемой после пожара, м^2 ; I и II — сравниваемые варианты.

Экономический эффект от функционирования здания за период досрочного ввода $\mathcal{E}_\Phi$ рассчитывают в зависимости от стоимости Φ основных фондов, досрочно введенных в действие; сокращения сроков $T_I - T_{II}$ строительства по вариантам:

$$\mathcal{E}_\Phi = E_n \Phi (T_I - T_{II}).$$

Длительность восстановления зданий по вариантам T_i (годы) прямо пропорциональна сметной стоимости работ C_i и обратно пропорциональна годовой выработке на одного рабочего B_i и числу рабочих N_i , занятых на строительно-монтажных работах:

$$T_i = C_i / (B_i N_i).$$

Экономический эффект по строительной ча-

11. Порядок оформления документации по результатам технического обследования

Для проведения оперативного и детального обследования руководитель предприятия, на котором произошел пожар, составляет специальное техническое задание или выносит письменное постановление о назначении строительной экспертизы.

Основанием для обследования служат заявки администрации в письменной форме на специальном бланке организации. В заявке указывают адрес организации, место пожара, тип, назначение и основные строительные конструкции здания, общие сведения о пожаре (длитель-

ность, разрушительная сила), его последствия (степень поражения здания, размер участка разрушения строительных конструкций). В письме-заявке руководитель объекта даст гарантии об оплате работ по техническому обследованию.

В зависимости от характера и объема технического обследования документацию подразделяют на три вида: рекогносцировочную, оперативную и заключительную. Рекогносцировочную документацию составляют в процессе проведения предварительного осмотра, оперативную — при проведении оперативного обследования, заключительную — по результатам детального обследования.

Рекогносцировочная документация состоит из описания (акта) общего состояния здания после пожара и заключения с ориентировочной оценкой степени его повреждения. На практике эти материалы часто объединяют в один документ, составляемый после предварительного осмотра, — акт обследования общего состояния строительных конструкций здания, поврежденного пожаром.

Оценку общего состояния здания дают по результатам предварительного осмотра, который оформляют актом. Акт осмотра состоит, как правило, из трех частей: вводной, описательной и заключительной.

В вводной части указывают: дату и место составления акта; фамилии и должности участников осмотра; основание для производства осмотра (распоряжение, приказ руководителя); объект осмотра, его точное местонахождение; время начала и окончания осмотра; условия, в которых производился осмотр (погода, температура воздуха, освещение и т. п.).

Описательная часть акта содержит: общую архитектурно-строительную характеристику здания; данные о состоянии частей здания и строительных конструкций по зонам поражения (в первую очередь в очаге поражения и на участках обрушения), а также о состоянии технологического и другого оборудования, расположенного на поврежденных огнем строительных конструкциях.

В заключительной части акта осмотра указывают меры безопасности при пребывании людей в местах обрушения конструкций, завалов, завесаний поврежденных или разрушенных конструкций; конструктивные мероприятия по временному усилению предаварийных

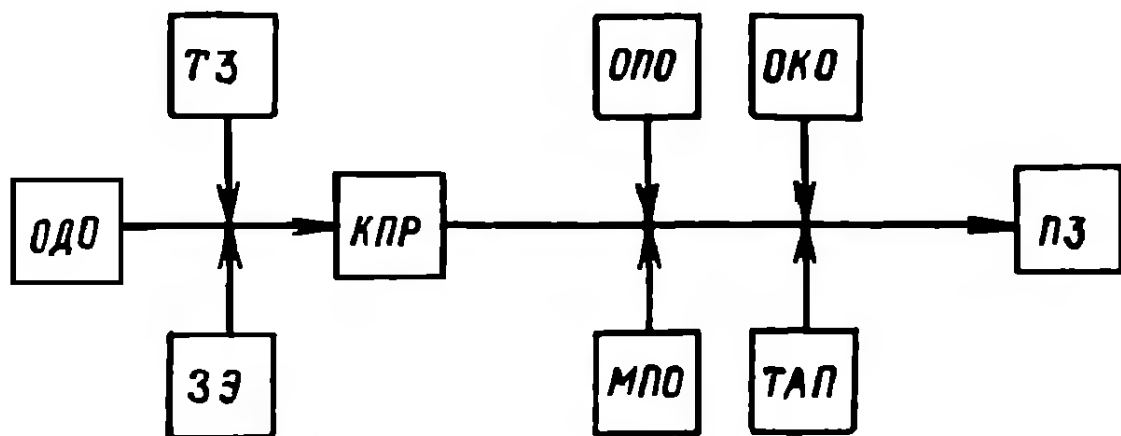
конструкций; участки здания, подлежащие демонтажу и места разработки завалов строительных конструкций части здания и аварийные конструкции, подлежащие замене; мероприятия по восстановлению конструкций здания; предварительные варианты усиления железобетонных конструкций; распределение работ по строительным организациям-соисполнителям; конструкции здания, пригодные для дальнейшей эксплуатации; работы, подлежащие выполнению строительным экспертом.

В акте общего состояния здания, поврежденного пожаром, оговаривают состав работ, требующих дальнейшего уточнения. При этом намечают места вторичного обследования после разработки участков обрушения и завалов.

В заключительной части акта описывают предметы, детали строительных конструкций, документы, изъятые при осмотре здания, способы упаковки и места их хранения.

Описательная и заключительная части акта осмотра могут быть объединены. Акт подписывают все члены местной комиссии. Если по какому-либо вопросу комиссия не приходит к единому мнению, участники осмотра записывают особое мнение (замечания). Акт утверждает руководитель, назначивший местную комиссию, в трехдневный срок.

В процессе проведения предварительного осмотра здания строительный эксперт при необходимости привлекает к работе представителей проектной (научной) организации, являющейся автором проекта здания (строительных конструкций), заводов железобетонных изделий, на которых изготовлены конструкции, испытательных пожарных лабораторий. После предварительного осмотра эксперт совместно с ними разрабатывает техническое задание (рис. 25). В нем указывают объем, сроки и особенности проведения работ, срок представления предварительного заключения. Такое техническое задание может быть выдано на весь комплекс исследований, включая и работы по детальному обследованию здания. Однако заранее трудно предвидеть все необходимые работы, поэтому эксперт совместно с администрацией объекта составляет краткую программу работ, в которой указывается цель и задачи проведения экспертизы, планируемые результаты исследований, основание для заключения договора, обоснование новизны и основных преимуществ технического решения по восстановлению строительных конструкций зданий,



25. Порядок составления оперативной технической документации

ODO — основание для обследования; *T3* — техническое задание; *3Z* — заявка эксперта на проведение подготовительных работ; *KPR* — краткая программа работ по техническому обследованию; *OPO* — осмотр очага порожения (протокол осмотра); *OKO* — освидетельствование конструкций в зоне обрушения; *MPO* — материалы предварительного осмотра; *TAP* — технический акт (описание) о пожаре; *PZ* — предварительное заключение по техническому состоянию конструкций здания после пожара

научное и практическое значение результатов исследования последствий пожара. К программе прикладывают календарный план проведения экспертных работ и предварительный расчет экономической эффективности при восстановлении здания по предлагаемым вариантам. Эту программу также согласовывают с администрацией объекта, на котором произошел пожар, и представляют на утверждение руководителям экспертной организации.

В процессе составления программы исследования эксперт оформляет письменную заявку на организацию подготовительных работ, в состав которых входят:

подготовка технической документации по зданию (рабочие чертежи архитектурной части здания, чертежи железобетонных и металлических конструкций, паспорта на железобетонные изделия, исполнительная документация по возведению здания); материалов исследования о разрушительности огневого воздействия на строительные конструкции по участкам здания, выполненного специалистами пожарной охраны статического и температурного расчетов, проведенных проектной организацией, с указанием расчетных схем нагрузок, армирования железобетонных конструкций и т. п.; перечня поврежденных конструкций, подлежащих демонтажу, с целью их последующего испытания и строительных конструкций, из которых предполагается изъять образцы материалов железобетона (стали и бетона) для лабораторных испытаний;

проведение фотографической и геодезической съемок в соответствии с требованиями акта предварительного осмотра, работ по маркировке осей и рядов колонн, расположенных в очаге поражения и на прилегающих участках здания;

подготовка подмостей, лестниц и других приспособлений, разборка завалов для проведения натурного освидетельствования строительных конструкций по зонам поражения.

К оперативной технической документации относятся также материалы об осмотре частей здания и натурном освидетельствовании строительных конструкций в зонах поражения (в первую очередь обрушившихся и аварийных элементов). Зоны поражения определяют и уточняют по данным описания пожара, составленного представителями государственного пожарного надзора. Если акт о пожаре не дает полной картины об огневом воздействии на части здания или отдельные конструкции, составляют технический акт о пожаре.

Технический акт о пожаре составляют как дополнение к акту (описанию) о пожаре, составленному государственным пожарным надзором, или самостоятельно (при отсутствии акта госпожнадзора). Технический акт о пожаре составляют с целью исследования: 1) процессов развития пожара; 2) условий; способствующих распространению огня по зданию, строительным конструкциям; 3) особенностей поведения строительных железобетонных конструкций здания в условиях огневого воздействия; 4) состояния железобетонных конструкций после пожара; 5) ущерба, причиненного пожаром, по частям здания и его конструкциям.

В техническом акте о пожаре необходимо описать обстановку на месте пожара до его возникновения, указать огневую нагрузку на строительные конструкции, место наиболее интенсивного горения (очаг пожара).

Описание обстановки, сложившейся на объекте до возникновения пожара, включает анализ архитектурно-конструктивной и пожарно-технической характеристики здания; наличие, количество, характер, состояние и размещение горючей загрузки на участках интенсивного горения; особенности технологии производственного процесса, пожарную опасность сырья.

Технический акт о пожаре составляют по такой схеме:

общие данные — адрес, наименование и ведомственная принадлежность объекта, дата постройки, номер

проекта, дата и время возникновения пожара (аварии, загорания);

назначение здания (помещения), характер производственного процесса; количество и вид горючих материалов, условия их хранения и горения при пожаре;

строительные и конструктивные особенности здания или сооружения; наличие систем противопожарного водоснабжения, автоматических устройств обнаружения и тушения пожара;

данные о развитии пожара по участкам здания: начало интенсивного горения, время локализации и ликвидации горения, продолжительность огневого воздействия по зонам его интенсивности, максимальная температура среды пожара;

данные о поведении строительных конструкций во время огневого воздействия и их состоянии после пожара, об участках обрушения строительных конструкций во время пожара и после него, участках аварийных конструкций и тяжелых повреждений (опасная зона), участках средних и слабых повреждений;

обстоятельства, способствующие развитию пожара, обрушению строительных конструкций, увеличению ущерба от пожара;

последствия пожара на эксплуатационные качества зданий, их частей и конструктивных элементов;

выводы, предложения и рекомендации, основанные на исследовании последствий пожара на строительные конструкции.

К составлению технического акта о пожаре привлекают специалистов строительных, проектных организаций и подразделений пожарной охраны.

Натурное освидетельствование строительных конструкций, поврежденных пожаром, как правило, сопровождается фотографированием.

Фотографии наклеивают на бумагу и нумеруют. Каждый снимок снабжают пояснительным текстом, который должен раскрывать содержание изображенного. В тексте указывают, к какому периоду восстановления здания относится снимок (дата съемки), точка съемки и ее вид (обзорная, узловая, детальная). Однако фотосъемка не всегда может отразить расположение очага пожара в здании, взаимное расположение отдельных объектов, строительных конструкций, их частей по зонам здания; подчеркнуть особенности, свидетельствующие о степени разрушения конструкций, закономерности развития пожара. В связи с этим материалы оперативного обследования здания, поврежденного пожаром, иллюстрируют графиками, планами, схемами, рисунками и т. д.

По результатам оперативного обследования здания эксперт выдает предварительное заключение по техни-

ческому состоянию строительных конструкций, поврежденных огнем. Оно содержит введение, архитектурную, конструктивную, пожарно-техническую и экономическую характеристики здания. На основе комплексного анализа характеристик составляют общие выводы и разрабатывают рекомендации по восстановлению здания, поврежденного пожаром. !

Во введении указывают основание, цели и задачи проведения обследования, исполнителей и дату проведения натурного освидетельствования строительных конструкций, дату пожара, состав выполненных работ.

В архитектурной части заключения приводят поэтажные планы, характерные разрезы, ситуационные планы, фасады здания, общую характеристику проекта (серия, номер, проектная организация).

В конструктивной части дают полную характеристику строительных железобетонных конструкций здания (материалы, сечения, армирование, защитный слой бетона), их фактическое расположение (раскладку) и состояние, результаты инструментального обмера элементов (по материалам протокола осмотра).

Пожарно-техническая часть содержит результаты исследования огневой нагрузки на строительные конструкции с указанием категории производства по пожарной опасности, фактической огнестойкости здания, характеристики пожарной опасности горючей загрузки, длительности и интенсивности огневого воздействия в очаге пожара и на прилегающих к нему участках, расположение этих участков. Далее описывают поведение строительных конструкций в условиях огневого воздействия (по зонам его интенсивности) и их состояние после пожара. При этом железобетонные конструкции, имеющие равную степень поражения, группируют по назначению (колонны, ригели, плиты) и типам повреждения. Группы конструкций показывают на планах и разрезах здания, сведения о них сводят в таблицы.

В предварительное заключение вносят данные о прогреве сечений элементов, изменении их поперечных размеров и коэффициентах условий работы материалов железобетонных конструкций. Эти данные разбивают по группам конструкций, имеющих различную степень поражения.

Экономическая часть включает расчет экономической эффективности предлагаемых вариантов восстановления здания.

В выводах предварительного заключения приводят сравнение проектной, фактической и требуемой огнестойкости здания, его частей и строительных конструкций; указывают границы зон огневого воздействия по интенсивности и длительности; уточняют границы участков строительных конструкций здания по степени поражения; разбивают конструкции по группам повреждения; дают рекомендации о способах восстановления частей здания и строительных конструкций различной степени поражения, указывают вид работ при усилении (ремонте) железобетонных конструкций (подготовка поверхности элементов, поврежденных огнем, имеющих трещины, выколы; правка арматурных стержней), порядок торкретирования, инъецирования и т. п.

Предварительное заключение подписывается исполнителями исследовательских работ (экспертная группа) и согласовывается с руководством экспертной организации.

Детальный осмотр зон поражения (особенно очага поражения) с последующим составлением отчетной документации проводится под руководством строительного эксперта в присутствии представителей администрации объекта (инженеров-строителей отдела капитального строительства, проектного отдела и т. п.). Результаты осмотра зон поражения оформляют протоколом, являющимся основным видом документации, фиксирующим последствия пожара. При составлении протоколов нередко допускаются ошибки. Наиболее распространенными ошибками являются следующие: не указана степень поражения железобетонных конструкций огнем по их высоте, длине и сечению; не описаны специфические последствия пожара и температурный режим огневого воздействия по зонам его интенсивности, приведено заключение о состоянии технологического оборудования, что не входит в компетенцию строительного эксперта.

Структура протоколов осмотра зон поражения аналогична структуре акта предварительного обследования здания и также состоит из трех частей: вводной, описательной и заключительной. В вводной части указывают общие данные об объекте, место и время проведения осмотра. В описательной части протокола приводят общую характеристику места пожара. Описание производят по двум зонам: очаг поражения здания и зоны поражения, прилегающие к очагу.

Описание ведут в определенной последовательности: назначение и размеры участка здания; степень и характер разрушения частей и строительных конструкций здания; общая характеристика и состояние сохранившихся конструкций; следы огневого воздействия; наличие, расположение и характер поражения огнем строительных конструкций, предметов, материалов и оборудования; вещественные доказательства, характеризующие параметры огневого воздействия.

В описании дают исчерпывающую характеристику обследуемого

здания и его частей, приводят результаты натурных измерений, фактического положения участков повреждения, нарушенных конструкций, их материалов, указывают отклонения элементов конструкций от проектного положения и размеров; положение конструкций на опорах, сдвиги, смещения и отклонения их; характер раскрытия трещин.

В заключительной части протокола описывают предметы, строительные конструкции, их элементы со следами повреждений, изъятые из очага поражения здания, приемы их фиксации, способы упаковки; места и объекты проведенной фотосъемки, наличие планов, разрезов, схем и зарисовок; замечания членов экспертной группы (при наличии особого мнения). Протокол подписывают лица, проводившие осмотр, члены экспертной группы, представители администрации объекта, пожарной охраны. В протоколе осмотра очага поражения и прилегающих к нему участков здания фиксируют только технические результаты осмотра. Выводы, предложения или рекомендации, вытекающие из осмотра, в протокол не вносят.

К заключительной документации относятся рабочая программа проведения экспертных работ, акты освидетельствования железобетонных конструкций; поверочные расчеты; проект подготовки испытания и протоколы испытания; техническое заключение.

В рабочей программе проведения экспертизы указывают этапы работы и сроки их выполнения. Каждый этап соответствует отдельному, имеющему самостоятельное значение виду исследования: натурное освидетельствование, испытание образцов, материалов, элементов железобетонных конструкций и т. д.

Примерное содержание этапа рабочей программы испытания образцов материалов и элементов железобетонных конструкций сводится к следующему: 1) определение целей и задач испытания; 2) отбор элементов для испытаний и краткое описание испытываемой конструкции с указанием особенностей ее состояния, методика и объем поверочных расчетов; 3) обоснование (описание) принимаемой методики испытания, дополнительные требования к методам определения прочности пересушенного бетона и отожженной арматуры; 4) подготовка к испытанию; перечень необходимого оборудования, приборов и инструментов, состав испытательной группы, график производства испытаний, порядок проведения испытания, техника безопасности; 5) указания вида представления материалов и результатов испытания, сроки представления отчетной документации; 6) обработка результатов испытания и их оценка.

Рабочая программа должна отвечать требованиям технического задания, поэтому ее согласовывают с организацией, по заданию которой производят испытания.

Акт (протокол) освидетельствования железобетонных конструкций содержит следующие разделы:

общие сведения — вид документа (акт или протокол), объект пожара, состав рабочей комиссии (эксперт-

ной группы), расположение конструкции в здании (оси, ряды), название завода-изготовителя, заводской номер конструкции, даты пожара, освидетельствования и составления акта;

проектные данные — серия проекта, марка бетона, число, класс и диаметр арматуры в растянутой и сжатой зонах, контролируемое преднапряжение в арматуре, способ натяжения арматуры, класс нагрузки, категория требований трещиностойкости, масса конструкции;

данные о технологии изготовления — дата изготовления, состав бетона, водоцементное отношение, активность цемента, осадка конуса, мелкий заполнитель и его характеристика (вид, порода, крупность песка), крупный заполнитель и его свойства, прочность крупного заполнителя, способ уплотнения бетона, характеристика термовлажностной обработки, прочность бетона после пропаривания (в возрасте 28 сут) и на день обследования, способ определения прочности бетона, фактическая масса; стоимость конструкции;

результаты освидетельствования конструкций — геометрические размеры характерных конструкций, отклонение по длине, ширине, высоте, схема расположения арматуры, размеры защитного слоя бетона, смещение арматурных стержней, схема расположения закладных деталей, отклонение их от проектного положения, искривления конструкции (прогиб, выгиб по вертикали, выгиб по горизонтали), состояние арматуры (обрыв, излом, оголение, термическое выпучивание), места пережога, перегрева и огневой эрозии стали; состояние бетона (участки бетона, перекаленного огнем, отколы, раковины, поверхностные трещины), состояние узлов, соединений конструкций; месторасположение, шаг, длина, максимальная ширина раскрытия сквозных трещин, возможные причины их образования; места изъятия образцов арматуры и бетона для лабораторных исследований.

Проект подготовки испытания включает рабочие чертежи испытательного устройства (стенда, огневой печи, рычажного устройства и т. п.); чертежи опорных площадок и приспособлений, перечень механизмов, необходимых для нагружения испытательных конструкций; чертежи подмостей для освидетельствования конструкций в процессе испытаний, чертежи закрепления приборов и снятия с них отсчетов; страховочных устройств; ведомость на строительные конструкции здания, подлежа-

щие испытанию. Проект подготовки стенда и приспособлений согласовывают с организацией, которая представляет стенд, выделяет механизмы, испытательные грузы и т. д.

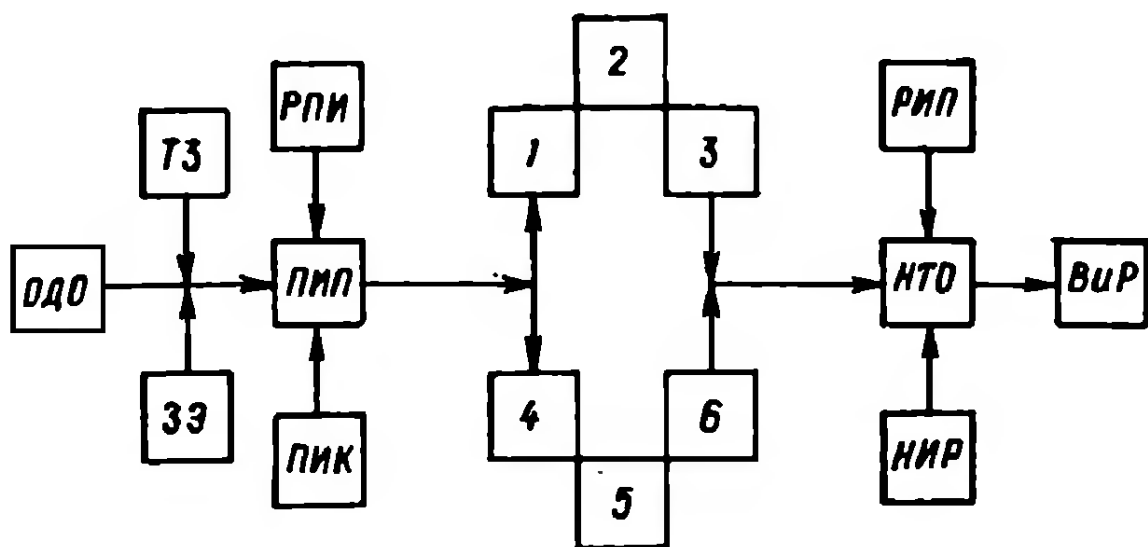
В процессе экспертизы железобетонных конструкций, подвергшихся огневому воздействию, поверочные расчеты выполняют во всех случаях, в том числе: для оценки влияния повреждений на несущую способность, жесткость, трещиностойкость и огнестойкость железобетонных конструкций. Расчеты производят для отдельной конструкции или группы элементов с одинаковой степенью повреждения.

Дополнительно к основному документу по результатам натурального освидетельствования (акту) при испытании образцов арматуры, бетона и железобетонных конструкций составляют протоколы. В процессе испытания ведут записи в специальных журналах. В протоколе проверки состояния защитного слоя бетона указывают позицию арматурного стержня по проекту или ГОСТу и размер защитного слоя бетона по ширине и высоте элемента. Измеренные величины определяют для стержней продольной и поперечной арматуры и записывают в две графы (проектные и фактические).

В протоколе испытания на разрыв отожженной арматуры указывают марку, класс стали, вид испытательной машины, ее мощность, дату испытания; массу образца арматуры периодического профиля, начальную длину, диаметр и площадь сечения образца, начальную расчетную длину, длину и диаметр после разрыва, усилия при текучести и разрушении образца, скорость испытания, результаты испытаний (предел текучести и временное сопротивление, относительное удлинение и сужение).

В протоколе испытания железобетонной конструкции указывают серию проекта, ГОСТ, наименование завода, выпустившего изделие; заводской номер; даты изготовления, огневого воздействия и испытания; место расположения испытательного стенда, температуру воздуха при испытании, программу и методику испытания, порядок загрузки конструкции (домкраты, штучные грузы, приборы для измерения прогибов, деформаций бетона и арматуры, проскальзывания арматуры по торцам изделия, ширину раскрытия трещин). Результаты испытаний сравнивают с предусмотренными проектом и ГОСТ 8829—77. Сравнение полученных значений представляют в виде таблицы, в которую выносят основные параметры, характеризующие железобетонную конструкцию, и их численные значения (нагрузку от собственной массы конструкции, контрольные нагрузки по жесткости и трещиностойкости, прогиб и ширину раскрытия трещин под контрольной нагрузкой, расчетную и разрушающую нагрузки без учета собственной массы; коэффициент безопасности γ). В протоколе указывают выявленные в результате испытаний причину разрушения конструкции, если оно произошло, ширину раскрытия трещин, оценивают характер разрушения (хрупкий или пластический).

Ведомости измерений при испытании конструкций содержат общие данные с указанием типов применяемых приборов, цены их деления; таблицы с указанием этапов загрузки и их характеристик, времени окончания загрузки; нагрузки на отдельные



26. Порядок составления технической документации к техническому заключению (отчету)

ОДО — основание для детального обследования; ТЗ — техническое задание; 33 — заявка эксперта на подготовительные работы; ПИП — программа исследований последствий пожара; РПИ — рабочая программа испытания конструкций; ПИК — проект испытания железобетонных конструкций; РИП — результаты исследования последствий пожара; НИР — научно-исследовательский раздел отчета; Вир — выводы и рекомендации по исследованию пожара; НТО — заключительный научно-технический отчет (техническое заключение); 1 — материалы оперативного обследования здания; 2 — проверочные расчеты поврежденных конструкций; 3 — ведомости испытания конструкций, материалов и т. п.; 4 — исследование параметров огневого воздействия; 5 — материалы различных служб объекта; 6 — технический акт о пожаре

домкраты, усиления в расчетных сечениях; показания прогибомеров, индикаторов, тензометров; ширину раскрытия трещин; отметки о состоянии конструкции. Этапы загрузки соответствуют контрольным нагрузкам по образованию трещин: нормативной, по жесткости, расчетной, по прочности при коэффициентах безопасности 1,4 и 1,6 для пластического и хрупкого случаев разрушения. В таблице показаний каждого установленного прибора предусматривают три графы: «отсчет по прибору», «разность между отсчетами», «нарастающий итог». Документы освидетельствования и испытания подписывают лица, проводившие эти работы: эксперт (экспертная группа), местная комиссия.

На основании данных оперативного и детального обследования и испытания несущих железобетонных конструкций здания составляют техническое заключение по состоянию здания, его частей и элементов после пожара.

Техническое заключение содержит введение, архитектурно-конструктивную и пожарно-техническую характеристики здания, данные о последствии пожара на строительные конструкции; характеристику и состояние железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию; данные об испытании и освидетельствовании конструкций, проверочные и технико-экономические расчеты, выводы по возможности допуска строительных конст-

рукций к повторной эксплуатации, рекомендации по восстановлению здания, его частей и отдельных конструкций после пожара (рис. 26). Техническое заключение подписывает эксперт (экспертная группа) и утверждает руководитель экспертной организации.

ГЛАВА 2. ИССЛЕДОВАНИЕ ОГНЕВОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОЖАРА НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

1. Основные параметры пожара

Изучение последствий огневого воздействия на строительные конструкции зданий, как правило, начинают с исследования параметров пожара. Для этого строительному эксперту, оценивающему огнестойкость строительных конструкций, необходимо изучить развитие пожара и поведение строительных конструкций во время огневого воздействия; определить зоны огневого воздействия по участкам здания и отдельным элементам конструкций; исследовать температурный режим натурного пожара по зонам и оценить прогрев сечения железобетонных конструкций; определить время сопротивления строительных железобетонных конструкций огневому воздействию; выяснить причины разрушения и обрушения строительных конструкций или их элементов.

Пожар, как правило, проходит три стадии развития (рис. 27) [21, 27]. Начальная стадия *I* (5—30 мин) характеризуется загоранием материалов, когда температура внутренней среды пожара повышается незначительно ($t_1 = 100 - 250^\circ\text{C}$). Стадия *II* интенсивного горения характеризуется быстрым возрастанием температуры, стабилизацией максимальных температур пожара $t_{\text{макс}}$ и последующим резким спадом до $t_2 = 600 - 400^\circ\text{C}$, при котором прогрев сечения железобетонных элементов существенно отстает от прогрева при стандартном температурном режиме. Участок с более медленным снижением температуры ниже t_2 характеризует стадию *III* затухания [9, 40].

Линейная скорость распространения огня по твердым горючим веществам, деревянным покрытиям 1 м/мин, по пустотам деревянных конструкций 2 м/мин, при горении жидкостей 20—30 м/мин.

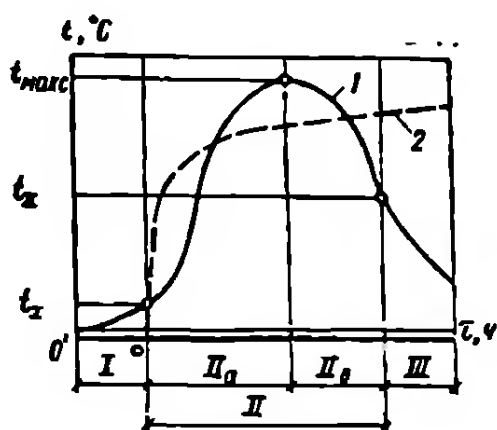
С увеличением очага горения появляются конвектив-

ные потоки. Скорость перемещения конвективных потоков на крупном пожаре 1000—1500 м/мин (потоки превращаются в штормовые). Конвективные потоки переносят теплоту по всему объему здания, если нет противопожарных стен. С развитием пожара увеличивается восприятие теплоты конструкциями от излучения. Вследствие этого температура в помещении, на поверхности строительных конструкций, оборудования и горючих материалов возрастет. При достижении, горючими материалами температуры воспламенения появятся новые очаги горения.

Развитие пожара в помещении зависит от размера горючей загрузки, скорости ее выгорания и наличия кислорода. Горение в закрытых помещениях начинает быстро развиваться при достаточном для горения воздухообмене. В подвалах и наземных этажах, если окна в помещении не разбиты и двери и заперты, процесс развития пожара замедляется [27, 29].

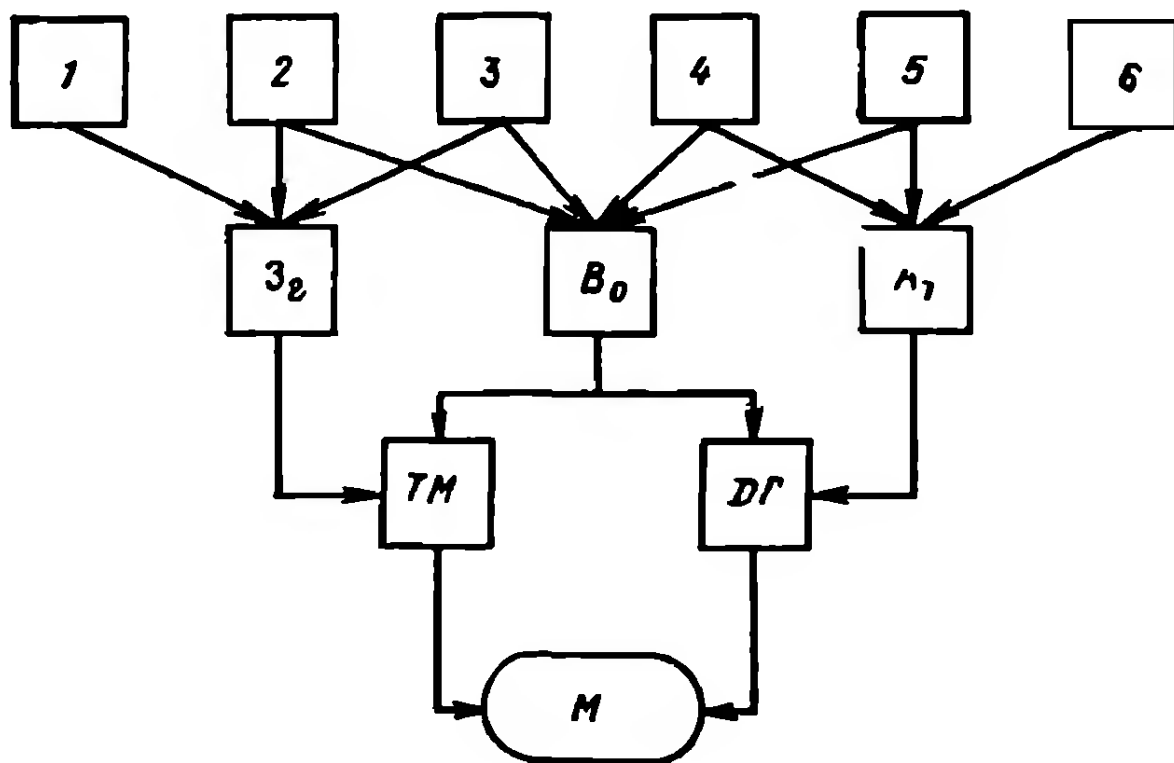
При разделении здания на отсеки стенами и перекрытиями, выполненными из негорючих материалов, развитие пожара может ограничиваться тем помещением, где он возник. Потеря огнепреграждающей способности строительных конструкций может привести к распространению горения в смежные помещения. Обрушение строительных конструкций при пожаре способствует увеличению площади горения, затрудняет работу пожарных подразделений, приводит к большому материальному ущербу.

Огневое воздействие на строительные конструкции характеризуется его мощностью (рис. 28). Мощность огневого воздействия определяется отношением количества теплоты пожара ко времени ее выделения. Количество теплоты, выделяемой на единицу площади в единицу времени, есть плотность теплового потока. Она может быть слабой 25—50 МДж/(м²·ч); умеренной 50—



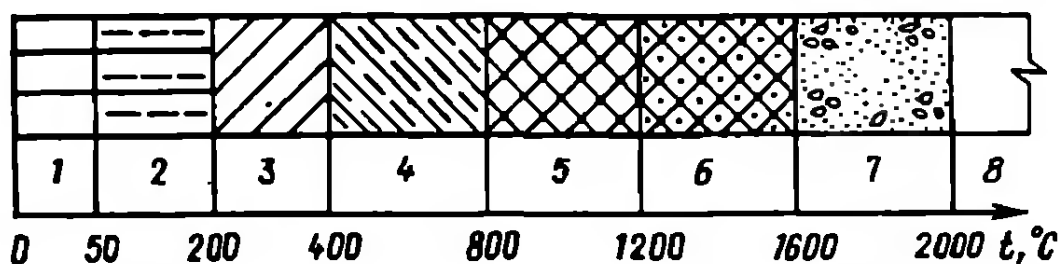
27. График изменения температуры окружающей среды пожара во времени

1 — зависимость «температура—время» натурального пожара в здании (при горении твердых веществ, материалов и строительных конструкций); 2 — то же, стандартного пожара в огневой камере (с использованием жидкости или газа в качестве горючего материала)



28. Основные факторы, влияющие на мощность огневого воздействия

M — мощность огневого воздействия; $ТМ$ — максимальная температура пожара; $ДГ$ — длительность горения; $ЗГ$ — горючая загрузка; B — воздухообмен; A — аккумуляция тепла конструкции; I — вид горючего; 2 — количество горючего; 3 — расположение горючей загрузки; 4 — размеры и конфигурация помещения; 5 — площадь и форма проемов; 6 — теплоизоляция ограждающих конструкций



29. Классификация температур огневого воздействия, °C

1 — нормальные 0—50; 2 — повышенные 50—200; 3 — умеренно высокие 200—400; 4 — высокие 400—800; 5 — умеренно яркие 800—1200; 6 — яркие 1200—1600; 7 — повышенно яркие 1600—2000; 8 — сверхвысокие — более 2000

150 МДж/(м²·ч); средней 150—500 МДж/(м²·ч); высокой более 500 МДж/(м²·ч).

При пожаре в зависимости от вида и размера горючей загрузки, воздухообмена, количества теплоты, выделяющейся при горении, и других факторов создаются высокие температуры. Диапазон температур достаточно широк — от 50 до 2000°C. Для исследования огнестойкости железобетонных конструкций этот диапазон удобно разбить на определенные интервалы (рис. 29).

Зависимость между плотностью теплового потока и мощностью пожара отражена в табл. 16.

16. Классификация мощности огневого воздействия

Мощность огневого воздействия	Плотность теплового потока, МДж/(м ² ·ч)	Максимальная температура, °С, пожара
Малая	25—50	200—400
Умеренная	50—150	400—800
Средняя	150—500	800—1200
Высокая	Более 500	Свыше 1200

Примечание. Максимальные температуры, приведенные, приняты при коэффициенте воздухообмена 1.

По длительности огневое воздействие на железобетонные конструкции зданий можно подразделить на пять классов:

Класс и название	Длительность, ч
1. Загорание	0,4—0,6 (0,5)
2. Малой длительности	0,7—1,5 (1)
3. Средней длительности (кратковременный пожар)	1,6—2,5 (2)
4. Большой длительности (продолжительный пожар)	2,6—5,5 (4)
5. Чрезмерной длительности (затяжной пожар)	свыше 5,5

Примечание. В скобках указана средняя длительность.

По скорости повышения температуры теплового потока можно выделить четыре температурных режима: 1 — медленное повышение температуры $\Delta v_t \leq 10$; 2 — умеренное, $10 < \Delta v_t \leq 20$; 3 — быстрое $20 < \Delta v_t \leq 30$; 4 — особо быстрое $\Delta v_t > 30$ град/мин.

В зависимости от времени действия максимальных температур при пожаре различают следующие температурные режимы.

Класс и название	Температура, °С	Длительность, ч
1. Штормовой	свыше 1 200	Более 6
2. Жесткий	800—1 200	2—6
3. Умеренный	400—800	0,5—2
4. Мягкий	200—400	Менее 0,5

Наиболее жесткий температурный режим наблюдается в очаге пожара. В зоне огневого шторма темпера-

тура повышается до 1200—1600°C, иногда до 1800—2000°C [10, 18, 21]. Температура у поверхности конструкций, примыкающих к очагу пожара, снижается до 1000—800°C, а по мере удаления от зоны интенсивного горения — до 700—500°C.

Колонны, стойки, элементы ферм покрытия и другие вертикальные конструкции, расположенные за пределами очага пожара, подвергаются неравномерному огневому воздействию по высоте элемента. Наибольшая температура во время пожара наблюдается вверху, наименьшая — внизу вертикальных элементов конструкций.

Во избежание ошибок в оценке влияния огневого воздействия на отдельные части и конструкции зданий эксперт должен определить границы интенсивности пожара по зонам здания. В различных зонах огневого воздействия разрушительность пожара будет неодинакова. В общем случае различают следующие зоны огневого воздействия: интенсивного горения, высокой, средней и слабой интенсивности. Каждой зоне здания соответствуют мощность и температурный режим огневого воздействия. Характеристика зон огневого воздействия по интенсивности приведена в табл. 17. В каждом конкретном случае число зон огневого воздействия может быть сокращено [10].

17. Классификация зон огневого воздействия в зависимости от длительности и максимальных температур

Зона огневого воздействия	Интенсивность огневого воздействия	Длительность, ч	Температура, °C
1	Высокая	Более 6	Свыше 1200
2	Повышенная	2—6	1200—800
3	Умеренная	0,5—2	800—400
4	Слабая	Менее 0,5	Менее 400

2. Определение температур огневого воздействия по следам пожара

Как правило, строительный эксперт прибывает на место пожара после ликвидации горения, поэтому ему приходится определять температуры на участках повреждения строительных конструкций по следам пожара.

Вследствие огневого воздействия вещества и мате-

риалы, из которых изготовлены строительные конструкции и оборудование, оказавшиеся в зоне действия высоких температур, претерпевают различные изменения. Эти изменения сопровождаются характерными признаками, которые выражаются в изменении физических, химических и механических свойств веществ и материалов, в развитии деформации, разрушении или в полном уничтожении (выгорании) частей здания. При этом вещества и материалы, зафиксировавшие воздействие температуры на них, выступают в качестве естественных¹ термоиндикаторов (термосвидетелей).

Естественные термоиндикаторы подразделяют на меняющие цвет при определенной (критической) температуре; плавящиеся, выкипающие или выгорающие при заданной температуре; характеризующие определенное состояние частей здания, строительных конструкций и оборудования после огневого воздействия соответствующей мощности.

Некоторые естественные термоиндикаторы обладают свойством «запоминать» температуры по сечению, длине и высоте строительных конструкций. К ним относятся распространенные строительные материалы — бетон, дерево, пластмассы.

Во время пожара возможны различные сочетания факторов, влияющих на температурный режим и поведение строительных конструкций. К числу основных факторов, определяющих разрушительные последствия пожара на здание, относятся пожарно-техническая характеристика здания; размер нагрузок на элементы строительных конструкций; длительность воздействия пламени или высокой температуры; температурный режим по участкам здания (с учетом условий газообмена в зонах горения и охлаждающего действия огнетушащих средств).

Характерные признаки, свидетельствующие о воздействии на конструкции высокой температуры определяются, с одной стороны, конкретными условиями горения и зависят в основном от характеристики и длительности воздействия теплового импульса, а с другой — от вида термоиндикатора.

Рассмотрим приемы определения температур, которым подверглись при пожаре материалы и конструк-

¹ Существуют специальные искусственные термоиндикаторы, действие которых основано на изменении состояния, яркости и цвета свечения некоторых веществ при нагреве [24].

ции. Поведение бетона при нагреве определяется изменением его составляющих: заполнителя и цементного камня [7, 20, 39]. К наиболее общим признакам, по которым можно судить о температуре, действовавшей на бетон, относятся изменение цвета и закопчение; снижение тона звука при простукивании; отслаивание и отколы; взрывообразные и местные разрушения; изменение прочностных и деформативных характеристик, физико-химических свойств; оплавление и следы огневой эрозии бетона.

Цвет бетона изменяется в зависимости от вида заполнителя и вяжущего. При температуре до 300°C тяжелый бетон принимает розовый оттенок, при $400\text{--}600^{\circ}\text{C}$ — красноватый, при $900\text{--}1\,000^{\circ}\text{C}$ — бледно-серый.

В зоне интенсивного горения с температурами более 800°C сильной закопченности бетона, как правило, не бывает, так как сажа полностью выгорает. В зоне действия повышенных и умеренно высоких температур ($100\text{--}400^{\circ}\text{C}$) может происходить значительное оседание сажи.

При простукивании молотком можно установить степень повреждения огнем структуры бетона. Неповрежденный бетон имеет высокий тон звука, с увеличением степени разрушения бетона звук становится глухим. После воздействия температур более 600°C молоток при ударе оминает бетон на поверхности образца. Часть сечения образца, прогретая свыше 500°C , при ударе средней силы откалывается.

При воздействии умеренно высоких ($200\text{--}400^{\circ}\text{C}$) и высоких температур ($400\text{--}800^{\circ}\text{C}$) разрушение бетона носит или относительно спокойный или взрывообразный характер.

При *относительно спокойном разрушении* происходит температурное расшатывание бетона. Это объясняется тем, что в тяжелом бетоне коэффициент линейного температурного расширения заполнителей изменяется в больших пределах, вследствие чего сцепление заполнителей с цементным камнем при умеренно высоких температурах резко снижается. Микротрещины в бетоне образуются при температуре $300\text{--}400^{\circ}\text{C}$. При дальнейшем росте температур возникают макротрещины. После нагрева бетона до 500°C трещины увеличиваются настолько, что становятся видны невооруженным глазом. Ширина температурно-усадочных трещин при этом менее $0,1\text{ мм}$.

После воздействия температур $400\text{--}800^{\circ}\text{C}$ трещин

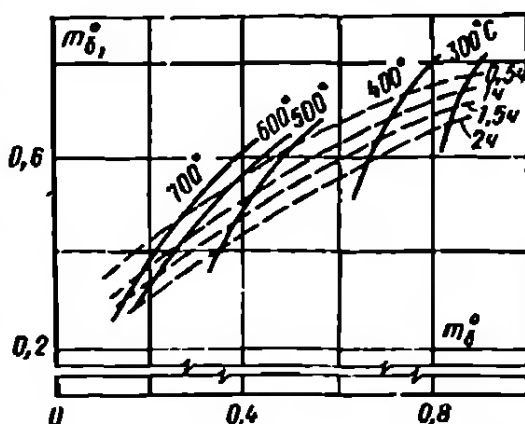
развиваются интенсивнее. Ширина раскрытия поверхностных трещин 0,5—1 мм. Образцы, прогретые до центра сечения температурами свыше 700°C , после охлаждения разрушаются. Увлажнение образцов бетона, нагретого до 600°C , способствует их полному разрушению [11, 20].

Взрывообразное разрушение бетона в период пожара происходит в статически неопределимых, преднапряженных и тонкостенных элементах, а также в железобетонных конструкциях, изготовленных из автоклавных, пропаренных и высокопрочных бетонов. В условиях пожара бетон взрывается через 10—20 мин после начала интенсивного огневого воздействия на железобетонные конструкции. Взрывообразное разрушение может происходить непрерывно в радиусе очага пожара на поверхности конструкций, подверженных воздействию огня. Взрыв наиболее поражает участки железобетонных конструкций, на которые непосредственно воздействует пламя. Взрывообразное разрушение бетона возникает, как правило, при быстром нагреве поверхности элемента (непосредственное воздействие пламени, жесткий температурный режим, высокая плотность теплового потока). При этом температура на поверхности бетона $700\text{--}900^{\circ}\text{C}$. В случае умеренного повышения температуры взрыв бетона происходит при $1000\text{--}1200^{\circ}\text{C}$ и выше.

Конструкции, находившиеся под воздействием повышенных и высоких температур (до 700°C), можно определить по изменению скорости распространения ультразвука (рис. 30) [16] при известной прочности поврежденного бетона и длительности огневого воздействия.

Температуру нагрева свыше 200°C в зависимости от изменения физического состояния бетона или его химического состава можно определить методом термического анализа [6, 23].

Во время затяжных пожаров с высокой плотностью теплового потока возможно оплавление некоторых составляющих бетона. Так, при температуре $1100\text{--}1150^{\circ}\text{C}$ происходит оплав-



ление керамзита, при 1300—1500°C полевых шпатов, входящих в состав гранитного заполнителя; при 1700—1710°C — кремнезема; при 2000—2050°C — глинозема.

На развитие термической эрозии бетона существенное влияние оказывает огневое воздействие с высокими 400—800°C, а еще большее — умеренно яркостными температурами 800—1200°C. При температуре свыше 120°C защитный слой бетона интенсивно растрескивается, легкоплавкие и тугоплавкие составляющие бетона плавятся. Во время огневого воздействия со сверхвысокими температурами огневая эрозия бетона принимает катастрофический характер. Это явление происходит вследствие плавления не только тугоплавких, но и огнеупорных составляющих бетона. Следовательно, по следам термической эрозии бетона можно судить о степени нагрева бетона после пожара.

Температура, °C	Форма проявления огневой эрозии бетона
400—800	умеренная — снижение прочностных и деформативных характеристик ускоренная — нарушение структуры
800—1600	быстрая — оплавление неогнеупорных составляющих
Более 1600	сверхбыстрая — оплавление огнеупорных составляющих

К наиболее характерным признакам, по которым судят о температуре нагрева, действовавшей на строительные стали, относят: обгорание горючих и вспучивание огнезащитных красок; изменение цвета стали и характер закопчения конструкций; степень деформации элементов металлических конструкций; образование светлой окалины на поверхности металла; оплавление и расплавление металла; термическую эрозию, испарение металла, «прогары» тонких сечений элементов металлических конструкций.

Металлические, не защищенные от огня, элементы тонкостенных строительных конструкций особенно чувствительны к тепловому потоку. Наиболее ярко это проявляется у стальных ферм покрытия. Массивные сечения металлических колонн имеют температурные деформации обычно в верхней надкрановой части.

Краски, нанесенные на строительные стали, обгорают при температуре, соответствующей температуре воспла-

менения конкретного вида краски. По характеру обгорания красок легко установить места наибольшей интенсивности горения.

После воздействия повышенных температур на строительные стали их поверхность получает характерную окраску, а сама сталь — синеломкость. Появление цветов побежалости происходит после закалки с самоотпуском при температуре 200—300°C. Это явление объясняется возникновением на чистой металлической поверхности тонких слоев окислов. Цвет слоя окисла зависит от его толщины.

Цвета побежалости стали	Температура нагрева, °C
Светло-желтый .	220—230
Соломенно-желтый	231—240
Оранжевый	241—260
Красно-фиолетовый .	261—280
Синий (синеломкость)	281—300

Повышенные температуры (до 200°C) влияют на деформации (искривления, прогибы и т. п.) элементов металлических конструкций незначительно. С ростом температур нагрева до 300° C и более остаточные искривления после пожара элементов металлических конструкций увеличиваются. Нагруженные элементы металлических конструкций после нагрева до 550—600°C имеют значительные деформации, вследствие этого после кратковременного (15—20 мин) действия высоких температур металлические конструкции обрушаются.

При умеренно яркостных температурах 800—1 200°C на поверхности стали ненагруженных конструкций появляется светлая окалина.

Воздействие температуры 1 100—1 300°C приводит к перегреву стали, изменению ее структуры и снижению механических свойств. Следы плавления строительной стали свидетельствуют о температуре нагрева 1 300—1 400°C. После нагрева более 1 400°C на поверхности стали образуются оплавления и твердая хрупкая пленка серовато-синего или черного цветов.

Для определения температур пожара, воздействующих на несущие железобетонные конструкции, характерными являются признаки, свидетельствующие о состоянии бетона, арматуры и железобетонных конструкций после огневого воздействия. Признаки, определяющие температуру нагрева бетона, описаны выше. Рас-

смотрим признаки, характеризующие температуру нагрева арматурных стале́й железобетонных конструкций.

Арматура железобетонных конструкций с защитным слоем бетона не менее диаметра рабочего стержня в условиях кратковременного пожара (0,5—2 ч) нагревается до 200—800°C. При отколах защитного слоя бетона в начальной стадии пожара температура нагрева арматуры значительно выше (1 000—1 200°C). При температуре более 1 300°C арматурная сталь становится пережженной (см. подробнее в гл. 1).

По тяжести повреждения огнем железобетонные конструкции подразделяют на разрушенные, аварийные, сильно поврежденные, со средней и слабой степенью повреждения [10].

Максимальные температуры на поверхности железобетонных конструкций, получивших повреждения при пожаре, ориентировочно можно принимать по данным табл. 18.

18. Максимальные температуры на обогреваемой поверхности железобетонных конструкций в зависимости от длительности огневого воздействия и степени их повреждения

	Максимальные температуры, °С, при длительности огневого воздействия, ч		
	0,1—0,5	0,5—2	2,1—6
Слабые	500(+50)	400(±50)	300(±50)
Средние	700(±100)	600(±50)	500(±50)
Сильные	1 000(±100)	800(±100)	700(±100)
Аварийные	—	1 200(±100)	1 000(±100)
Разрушение	—	Более 1 300	Болсе 1 200

О воздействии высоких температур на кирпичную кладку и деревянные конструкции можно судить по изменению их состояния.

Снижение прочности в 5 раз, интенсивное образование трещин

Глиняный кирпич

- | | |
|-------------|---|
| 800—900 | Возникновение малых поверхностных трещин, более сильное образование трещин в цементно-песчаном растворе |
| 900—1 000 | Незначительные отколы углов кирпичей, выступающих на поверхность, шелушение поверхности раствора |
| 1 000—1 200 | Сильное повреждение слоя кладки на 10—15 мм, откалывание лещадок, выкрошивание раствора на 15—20 мм |
| 1 200—1 350 | Размягчение легкоплавких глини на толщину прогрева |

Гипсовая штукатурка

- | | |
|---------|---|
| 200—300 | Образование частых волосяных трещин (остаточная прочность 30% начальной) |
| 600—700 | Интенсивное раскрытие трещин (остаточная прочность менее 20% начальной) |
| 800—900 | Разрушение гипсового камня после охлаждения, вторичная гидратация окиси кальция |

Цементно-песчаная штукатурка

- | | |
|---------|-----------------------------------|
| 400—600 | Возникновение розового оттенка |
| 800—900 | Образование бледно-серого оттенка |

Известковая штукатурка

- | | |
|-----------|--|
| 600—800 | Отслаивание тонкого слоя копоти |
| Более 900 | Отслаивание толстых слоев штукатурки (в течение 2—3-х недель после пожара) |

Древесина

- | | |
|-------------|---|
| 110 | Высыхание с выделением летучих веществ |
| 110—150 | Пожелтение |
| 150—250 | Образование коричневой окраски |
| 250—300 | Возникновение следов воспламенения древесины |
| 400—600 | Незначительное обугливание по толщине |
| 600—800 | Образование крупнопористого древесного угля |
| 800—1 000 | Значительное выгорание мелкопористого угля |
| Более 1 000 | Полное выгорание древесины, обрушение конструкций |

Состояние оборудования, машин; электроаппаратуры, деталей строительных конструкций, выполненных с применением алюминия и пластмасс; трубопроводов, остекления фонарей, дверных и оконных проемов также позволяет определить воздействовавшие на них температуры (табл. 19).

19. Состояния некоторых негорючих материалов после воздействия температуры [7, 10]

	Применение	Температура, °C	Состояние после пожара
Алюминий и его сплавы	При монтаже внутреннего водопровода. Гидроизоляционные прокладки. Обмотки кабелей	330—350	Оплавление, затвердевание в виде капель
	Монтаж внутреннего водопровода	400—430	Оплавление с образованием капель
	Мелкие детали машин, детали строительных конструкций	600—650	То же
Стекло литое	Остекление больших проемов, посуда	700—750	Оплавление
Стекло листовое	Обычное остекление. Армированное стекло	800—850	
Серебро	Детали машин, посуда	950—960	Оплавление, затвердевание в виде капель
	Дверные ручки, ложки, замки, кольца и т. п.	900—1 000	То же
	Оконные рамы. Звонки. Электрические провода и кабели	1 000—1 100	
	Трубы, радиаторы. Станины машин	1 100—1 200	Образование пель

Примечания: 1. Данные о максимальных температурах огневого воздействия по участкам здания следует принимать с учетом поправок на наличие и характер теплоотвода при пожаре.
2. Температуру нагрева продуктов горения, омывающих конструкции зданий, могут характеризовать следующие температуры плавления несгоревших материалов: парафина 40—60, полистирола, полиэтилена 100—130, каучука 125, полиуретана 180, олова 232, нейлона и лавсана 250°C.

3. Определение длительности огневого воздействия

На длительность пожара влияют удельная масса и вид горючей загрузки, скорость выгорания сгораемых материалов, интенсивность введения огнетушащих средств. Длительность огневого воздействия на строительные конструкции здания определяют только по стадии интенсивного горения (см. рис. 27). Начальную стадию и период затухания пожара в расчет не принимают, так как прогрев сечений железобетонных элементов на начальной и конечной стадиях пожара не существен

[1]. Время развития пожара $\tau_{\text{раз}}$ зависит от площади поверхности горения в помещении $F_{\text{гор}}$ и линейной скорости распространения пламени $v_{\text{л}}$:

$$\tau_{\text{раз}} = \sqrt{F_{\text{гор}} / (0,25 \pi v_{\text{л}}^2)}.$$

Площадь пожара измеряют после остывания конструкций.

Скорость горения материалов изменяется в зависимости от физико-химических свойств и состояния материала, условий подвода теплоты и газообмена. Ниже приведена скорость распространения пламени в зданиях различного назначения [2, 21, 27].

Объект, конструкция, материал	Скорость горения, м/мин
Административные здания	1—1,5
Больницы (здания II степени огнестойкости)	0,6—0,9
Жилые дома (здания III степени огнестойкости)	0,5—0,8
Волокнистые материалы (во взрыхленном состоянии)	5—8
Древесина (доски толщиной 2—4 см) в штабелях при влажности, %:	
8—14	4—3
15—20	2,3—1,6
21—30	1,2—1
Лесопильные цехи:	
здания III степени огнестойкости	1—3
» V степени	2—5
Резинотехнические изделия (штабеля на открытой площадке)	1—1,2
Склады:	
бумаги в рулонах	0,2—0,3
круглого леса в штабелях	0,6—1
каучука синтетического	0,6—1
льноволокна	3—5,5
Сгораемые покрытия больших площадей	1,7—3,2
Театры (сценические части)	1—3
Холодильники	0,5—0,7
Цехи:	
текстильного производства	0,3—0,8
дерсвообрабатывающего комбината (здания III степени огнестойкости)	1—1,6

Условия газообмена во время горения (коэффициент избытка воздуха), температура, коэффициент полноты сгорания, массовая скорость выгорания материалов при пожаре зависят от архитектурно-строительной характеристики здания. Однако в зданиях одного типа при пожарах с максимальной температурой 800—1 000°C, коэффициентами избытка воздуха 0,8—1,2, коэффициента-

ми полноты сгорания $1-0,6$ массовая скорость выгорания v_m , кг/(м²·ч), материала может изменяться незначительно ($\pm 2\%$). Таким образом, после охвата горением всей площади помещения свободно развивающийся пожар продолжается в течение времени

$$\tau_{\phi} = k_c \rho_0 / v_m.$$

Коэффициент полноты выгорания k_c горючих материалов определяют как отношение массы выгоревшей части материалов к массе горючей загрузки накануне пожара ($0 \leq k_c \leq 1$). Под горючей загрузкой понимают массу горючих материалов, приведенных к условному виду горючего материала с теплотой сгорания $Q_{yc} = 16,5$ МДж/кг. Удельная масса ρ_0 , кг/м², горючей загрузки равна частному от деления общей массы горючих материалов и конструкций, находящихся в объеме помещения, на площадь пола.

При неравномерном расположении горючей загрузки в местах, где она превышает в 1,5 раза среднюю величину, удельное ее значение получают делением массы горючего материала, на площадь, им занимаемую. Классификация удельной горючей загрузки в помещениях приведена в табл. 20.

20. Классификация удельной горючей загрузки в помещениях

Класс горючей загрузки	Горючая загрузка, кг/м ²		Группа помещений
1	Нулевая	0	Д
2	Очень малая	1—10	
3	Малая	11—25	
4	Средняя	26—50	Г
5	Умеренно большая	51—100	
6	Большая	101—150	
7	Очень большая	151—200	Б
8	Чрезмерно большая	201—300	
9	Высокая	301—500	
10	Очень высокая	Более 500	

Примечания: 1. Массу горючей загрузки определяют постоянная (сгораемые строительные конструкции, облицовка и т. п.) и временные (сгораемые грузы, сырье, оборудование, материалы и т. п.) ее составляющие.

2. Удельную горючую загрузку приводят к условному горючему материалу с $Q_{yc} = 16,5$ МДж/кг по формуле $\rho_0 = \sum M_i Q_i / Q_{yc}$, где M_i и Q_i — соответственно удельная масса, кг/м², и низшая теплота сгорания, кДж/кг, i -го горючего материала.

Скорости сгорания некоторых твердых веществ жидкостей принимают по табл. 21 [2, 19, 27].

21. Ориентировочные значения скорости выгорания, низшей теплоты сгорания и удельной теплоты пожара при горении некоторых материалов

Горючие вещества и материалы	Скорость выгорания		Низшая теплота сгорания, МДж/кг	Теплота пожара, МДж/(м ² ·мин)
	массовая, кг/(м ² ·мин)	линейная, мм/мин		
Бумага разрыхленная	0,5	1,5	13,4	6,28
Древесина (в помещении)	0,85		16,5	13,83
Карболитовые изделия	0,4	—	24,98	5,87
Каучук натуральный	0,8	0,9	44,83	35,78
То же, синтетический	0,5	0,5	43,43	23
Органическое стекло	0,9	—	27,74	26,82
Полистирол	0,9	—	38,98	33,07
Резина	0,7	—	33,52	22,63
Пенополиуритан	0,8	—	24,3	20,74
Торф в караванах (влажность 40%)	0,2	1,5	16,61	—
Ацетон			30,94	
Бензин			43,58	
Диэтиловый спирт			36,86	
Керосин			43,16	
Мазут			40	
Нефть			46,1	

При исследовании пожара нужно учитывать, что длительность свободного горения в здании в целом больше, чем в отдельных его помещениях. Распространение фронта пламени из одного помещения в другое при разделении их огнестойкими конструкциями происходит через 20—30 мин после начала пожара. Если внутренние двери помещений открыты, пожар распространяется в смежные отсеки через 5—10 мин.

Длительность огневого воздействия на конструкции покрытия (перекрытия вышележащего этажа) увеличивается при обрушении междуэтажных перекрытий. В этом случае масса горючей загрузки нескольких этажей суммируется. Длительность огневого воздействия при этом возрастает пропорционально массе выгоревших горючих материалов.

Длительность пожара с учетом его тушения определяют формуле, предложенной М. Я. Ройтманом [27]

$$\tau_{\text{туш}} = \tau_{\text{н}} F_{\text{гор}} J_{\text{тр}} / (Q_{\text{гр}} + \Delta \tau_0).$$

Для решения практических задач можно принять требуемую интенсивность подачи воды $J_{\text{тр}} = 0,1\text{--}2$ л/(м²·с), нормативную длительность тушения $\tau_{\text{н}} = 20$ мин, время свободного горения $\Delta \tau_0 = 15$ мин. При наличии стационарных установок тушения пожара водой или пеной $\Delta \tau_0 = 10$ мин.

Пожары в промышленных зданиях достигают крупных размеров вследствие их позднего обнаружения. Такие пожары характеризуются большим временем свободного развития горения. В этих случаях средняя длительность свободного горения $\Delta \tau_0 = 45$ мин.

Закономерности развития и распространения пожаров в зданиях различного назначения, как правило, одни и те же, однако длительность пожаров неодинакова (табл. 22):

В жилых и общественных зданиях пожар, как правило, ликвидируют в том же помещении, где он возник. Длительность огневого воздействия 60 мин (± 10 мин), температура 700—1 000°C. С увеличением горючей загрузки в помещениях зданий длительность пожара возрастает до 1,5—2 ч (гостиницы, магазины, театры и т. п.), а температура до 800—1 100°C [2, 9, 21].

В современных производственных зданиях сельскохозяйственного назначения длительность огневого воздействия на строительные конструкции 40—120 мин, температура 350—750°C. На предприятиях, перерабатывающих и применяющих некоторые виды продукции сельского хозяйства (см. табл. 22), имеется горючая загрузка 60—100 кг/м², что приводит к увеличению длительности огневого воздействия на строительные конструкции до 3—6 ч и росту температуры пожара до 1 000—1 200°C.

Крупные пожары происходят при неэффективной подаче огнетушащих средств на стадии развития пожара. Убыточные пожары в промышленных зданиях характеризуются большим временем свободного горения (30—60 мин) [10, 28].

Из-за большой горючей загрузки (материалов, обращающихся в производстве) длительность пожаров в промышленных зданиях достигает 2—4 ч, температура 1 200—1 500°C. Развитие пожара в этих зданиях зависит от вида производства. Так, пожары в цехах химических производств имеют длительность 6—8 ч (температуру 1 500—2 000°C), пожары на заводах пластических материалов могут продолжаться еще дольше.

Пример 6. Отсек склада сырья и готовой продукции, где произошел пожар, расположен в главном корпусе завода пластмасс. Склад имел встроенную этажерку. Площадь первого этажа 1 840 м².

22. Длительность пожаров в зданиях и сооружениях различного назначения

Здания и сооружения	Горючая за- грузка, кг/м	Длительность пожара, ч
Промышленные здания и сооружения		
Механические и механосборочные произ- водства:		
механические и ремонтные цехи	15—20	0,2—0,3
сборочные цехи	20—25	0,3—0,4
цеховые склады материалов	30—35	0,5—0,6
градирни с деревянным заполнением	60—70	1,2—1,4
Автомобильные заводы:		
цехи окраски кузовов и т. п.	40—60	1,1—1,9
кузовные цехи	20—25	0,4—0,5
арматурно-радиаторные цехи	25—30	0,5—0,6
цехи обивки кузовов, сидений	60—80	1,6—2,1
цехи моторов, участки шасси	20—30	0,3—0,5
колесные цехи и участки	50—70	1,4—2
цехи сборки и испытания	30—60	0,5—1
Деревообрабатывающие производства:		
бытовые и конторские помещения	60—80	1,2—1,5
деревообделочные, тарные	140—160	4—4,5
лесопильные, модельные	160—180	4,5—5,1
лесосушильные	200—250	6—7,5
склады моделей, сухого пиломатериала	300—350	8,8—9,9
Сельскохозяйственные здания и сооружения		
Здания для крупного рогатого скота:		
коровники, здания для молодняка	50—60	1,2—1,5
помещения для кормов	70—90	1,8—2,5
телятники, родильные отделения	60—70	1,2—2
Силосные сооружения:		
зерносклады из сборного железобето- на	15—20	0,3—0,5
зернохранилища кирпичные с деревян- ными перегородками	60—80	1,2—1,6
рабочие башни, силосы, элеваторы	80—100	2—3
заводы и цехи по производству ком- бикормов	100—120	2,8—4,3
Складские здания и сооружения:		
холодильники	100—150	2,2—3,3
склады общего назначения	200—400	5,4—10,5
склады химических предприятий	400—600	8—12

- Примечания: 1. Приведены данные о длительности пожаров в зданиях и сооружениях I или II степени огнестойкости.
2. Указана только временная горючая загрузка.
3. Постоянную горючую загрузку принимают в зависимости от степени огнестойкости зданий: для I и II — 20—25; для III — 60—70; для IV — 75—100; для V — 200—250 кг/м².
4. Сосредоточенная горючая загрузка на отдельных участках зданий может превышать приведенные значения в 2—3 раза.
5. Горючую загрузку от деревянных полов в зданиях любой степени огнестойкости принимают 15—20 кг/м².

второго 2340 м², площади дверных и оконных проемов соответственно 220 и 330 м².

Главный корпус завода представлял собой бесфонарное здание из сборного железобетона. На складе хранились полистирол, полиэтилен, смолы, воск и другие горючие материалы. Горючая загрузка на первом этаже 450 т, на втором этаже 780 т. Удельная горючая загрузка склада 565 кг/м², плотность теплового потока 770 МДж/(м²·ч). По принятой классификации (см. табл. 17) плотность теплового потока относится к высокой.

Стадия загорания синтетических материалов 7—10 мин, стадия распространения огня по поверхности этажа около 1 м. Длительность воздействия на железобетонные конструкции покрытия до их обрушения на площади 1000 м² составляла 3 ч. Температура при пожаре в отсеке склада 1450—1500°C. Горение удалось локализовать через 6 ч после начала пожара, а сам пожар ликвидировать через 12 ч [10].

Степень повреждения железобетонных конструкций, находившихся в условиях огневого воздействия, обуславливается, с одной стороны, пределом огнестойкости конструктивных элементов здания, с другой, — длительностью пожара и максимальной температурой, которая воздействовала на конструкции здания в период пожара.

Следовательно, фактическая длительность пожара является одним из основных параметров, характеризующих температурный режим огневого воздействия. При исследовании последствий пожара эксперт определяет длительность огневого воздействия с целью оценки его влияния на состояние строительных конструкций по участкам повреждения их огнем.

Длительность пожара определяют: непосредственными измерениями во время пожара, по материалам технической документации, составляемым пожарной охраной, по материалам исследований эксперта.

Зафиксировать длительность горения эксперт может лично или с помощью сотрудников испытательной пожарной лаборатории, если он прибыл на место развивающегося пожара.

Для оценки длительности пожара по данным технической документации требуется изучить следующие документы:

акт о пожаре, статистический листок, карточку боевых действий, докладную записку или описание пожара; записи в дневнике диспетчера пункта пожарной связи;

рапорты в книге службы дежурных караулов;

акты технических комиссий, приказы и распоряжения руководителя предприятия о причинах и последствиях пожара;

объяснительные записки должностных лиц или очевидцев.

Некоторые из указанных выше документов могут не составляться. Так, описание пожара государственным пожарным надзором не составляется, если убытки от него менее 30 000 руб., а пожар при этом не представляет интереса для детального изучения.

При изучении экспертом технической документации часто обнаруживаются противоречивые данные о длительности пожара не только в отдельных помещениях, но и в здании в целом. Это может объясняться субъективностью оценки происшедшего пожара различными лицами.

Длительность огневого воздействия по материалам собственных исследований строительным экспертом с достаточной для практики точностью может быть оценена по общему состоянию строительных конструкций, их элементов и частей здания после пожара; толщине прогрева сечений элементов железобетонных конструкций высокими температурами; глубине обугливания деревянных конструкций; аналитически по скорости выгорания горючей загрузки отдельных помещений.

На практике, как правило, используют комплексный подход к оценке длительности огневого воздействия на строительные конструкции: по данным, полученным непосредственно во время пожара; технической документации, составленной после пожара; материалам исследований эксперта.

Способы определения длительности пожара по состоянию железобетонных конструкций изложены в гл. 1. Длительность огневого воздействия на участки железобетонных конструкций можно устанавливать также по максимальной толщине прогрева тяжелого бетона до заданных температур (табл. 23).

Длительность огневого воздействия на деревянные конструкции определяют по обугливанию древесины. При нагреве древесина разлагается. Процесс разложения протекает в две стадии: на первой тепловая энергия поглощается массой материала, на второй происходит термическое разложение материала (тление или пламенное горение) [7, 28].

Горение древесины также протекает в два этапа: пламенное горение и тление угля. При пламенном горении сгорают продукты, образующиеся при термическом разложении древесины, а также образовавшийся уголь. При плохом газообмене и невысоких температурах окис-

23. Зависимость длительности пожара от толщины прогрева тяжелого бетона железобетонных конструкций

Длительность нагрева бетона, ч	Максимальная температура на поверхности конструкции, °С	Толщина прогрева, мм, до температуры, °С		
		300	600	900
0,5	700—750	20	4	—
1	800—850	40	15	—
1,5	900—950	50	20	3
2	1000—1050	60	30	5
3	1100—1150	80	40	10
4	1200—1300	100	45	15

Примечания: 1. Данные приведены для бетона на известняковом заполнителе. Толщина прогрева бетона на гранитном заполнителе на 15% больше значений, приведенных в таблице.

2. Толщина прогрева бетона указана для сечений, обогреваемых с одной стороны. При двустороннем огневом воздействии толщина прогрева бетона по биссектрисе прямого угла в 1,5 раза больше, чем при обогреве сечения с одной стороны.

3. Признаками прогрева сечения до определенной температуры является изменение цвета бетона: розовый или красноватый 300°С, светло-красный 600°С, темно-желтый 900°С. Бетон, прогретый более 600°С, после охлаждения при простукивании молотком углов сечений элементов легко отваливается.

ления горение протекает медленнее. В этом случае летучие вещества и продукты термического разложения в большом количестве задерживаются в массе угля, заполняя его поры. В таких условиях образуется крупный древесный уголь. При этом обугливание деревянных конструкций может произойти по всему сечению элемента без последующего сгорания массы угля.

Интенсивность тления также зависит от пористости угля и степени контакта его поверхности и кислорода воздуха. При оценке скорости обугливания древесины учитывают следующее:

скорость обугливания древесины зависит от условий, в которых протекает процесс горения. Условия горения на различных участках здания и даже в одном месте, но в разное время неодинаковы. Поэтому при оценке длительности горения среднюю скорость обугливания можно принять 0,65 мм/мин;

уменьшение сечения деревянных конструкций после огневого воздействия нельзя устанавливать только по глубине обугливания, так как уголь с поверхности конструкций начинает выгорать только в период пламенного горения древесины;

образование крупного, малопористого древесного угля свидетельствует о неполном и неинтенсивном процессе горения (при недостаточном газообмене).

На скорость обугливания древесины в строительных конструкциях (влажность 15—20%) в значительной степени влияют характер обогрева сечения элемента, длительность огневого воздействия τ и прочность древесины R , в меньшей степени — влажность, размер и тип сечения, пропитка антипиренами, наличие огнезащитных покрытий [28].

Скорость обугливания древесины при $10 \leq \tau \leq 120$ мин определяют по формуле

$$v_{об} = 0,5 \{1 + [\tau - 6(R - 5)] 10^{-2}\}.$$

Если известна скорость обугливания древесины и ее прочность на сжатие можно найти длительность огневого воздействия

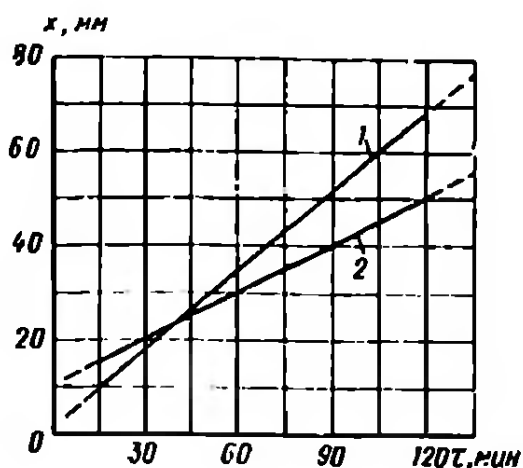
$$\tau = 60 [3(v_{об} - 0,5) + (R - 5) 10^{-1}].$$

При отсутствии этих данных длительность можно определить по графику (рис. 31) или приближенно по формулам

$$\tau_1 = 2(x_1 - 5), \quad \tau_2 = 3(x_2 - 10),$$

где x_1 и x_2 — соответственно глубина обугливания древесины посередине стороны прямоугольного сечения балки и по радиусу закругления углов сечения, мм.

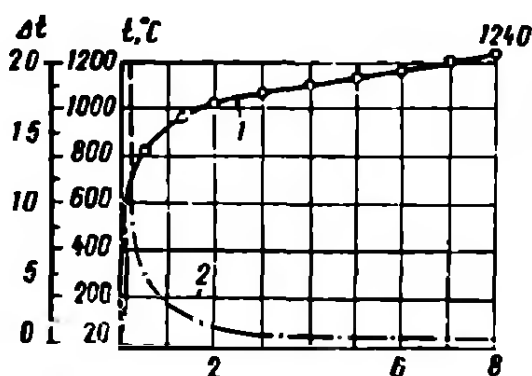
При глубине обугливания древесины 20—70 мм длительность огневого воздействия 30—180 мин.



4. Оценка температурного режима пожара

Для оценки последствий пожара на конструкции здания нужно знать не только длительность пожара, но и изменение его температуры по зонам интенсивности огневого воздействия во времени, т. е. температурный режим.

Температуры, возникающие в помещении при пожаре, являются в основном функцией времени. Скорость роста температур связана с интенсивностью тепловыде-



32. График температурного режима и скорости приращения температуры эквивалентного огневого воздействия (стандартного пожара)

1 — температурный режим $t - \tau$ с;
2 — приращение температуры $\Delta t = dt/(d\tau)$

лений. Так, скорость подъема температуры и разрушительность пожара при горении целлюлозы и древесины различны при равной теплоте сгорания обоих материалов (16—19 МДж/кг). В первом случае интенсивность тепловыделений в 90 раз выше, чем во втором: 1 175 и 13 МДж/(м²·мин).

Тепловой поток изменяется в основном в зависимости от воздухообмена и температуры. Поэтому точная оценка температурного режима сложна и ее применяют в основном при научных исследованиях. В практике изучения натурных пожаров используют более простую стандартную зависимость «температура — время», которая дает вполне достоверные результаты. Для эквивалентного пожара температурно-временная кривая вначале быстро возрастает, а затем постепенно уменьшается (рис. 32).

Эквивалентное огневое воздействие характеризуется определенной скоростью изменения температуры $dt/(d\tau)$ и определенным коэффициентом теплопередачи α к поверхности строительных конструкций.

Температурный режим стандартного пожара определяют согласно СТ СЭВ 1000—78 по формуле

$$t_c - t_n = 345 \lg (8 \tau_c + 1),$$

где t_c и t_n — соответственно температура стандартного пожара и начальная температура в помещении, $^\circ\text{C}$; τ_c — длительность огневого воздействия, мин.

Скорость нарастания температуры эквивалентного огневого воздействия, $^\circ\text{C}/\text{мин}$, равна

$$dt/(d\tau) = [(345 \cdot 8) / \lg e (8 \tau + 1)] = 1200 / (8 \tau + 1).$$

Приращение температуры пожара (табл. 24) при данной длительности эквивалентного огневого воздействия равно тангенсу угла, образованного касательной к графику функции с осью абсцисс в точке τ_c, t_c .

Коэффициент теплопередачи α , кВт/(м²·ч· $^\circ\text{C}$), к поверхности строительных конструкций эквивалентного ог-

24. Температура эквивалентного огневого воздействия и ее приращение

Длительность огневого воздействия τ , мин	Температура эквивалентно- го огневого воздействия t , °C	Прираще- ние тем- пературы Δt , °C/мин	Длитель- ность огневого воздейст- вия τ , мин	Температура эквивалентно- го огневого воздействия t , °C	Прираще- ние тем- пературы Δt , °C/мин
5	570	30	90	990	1,7
15	720	10	120	1030	1,3
30	820	5	240	1130	0,6
60	925	2,5	360	1190	0,4
			480	1240	0,3

невого воздействия не должен значительно отличаться от вычисленного по формуле

$$\alpha = 30 + \frac{5,76 \epsilon}{0,17 (\epsilon + 6)} \frac{[(t_c + 273)/100]^4 - [(t_n + 273)/100]^4}{t_c - t_n},$$

где t_c , t_n , t_n — соответственно температуры огневого воздействия, на обогреваемой поверхности строительных конструкций, начальная температура конструкций и окружающей среды, °C; ϵ — степень черноты обогреваемой поверхности строительных конструкций.

На практике натурный пожар приводит к эквивалентному несколькими способами: аналитическим, табличным, графическим.

Для жилых и общественных зданий при $4 \leq F_{\text{пол}}/F_{\text{ок}} \leq 12$ длительность пожара, приведенного к эквивалентному, определяют аналитически по формуле В. А. Пчелинцева [21]

$$\tau_c = 0,16 \sum M_i F_{\text{пол}} / (F_{\text{ок}} v_{mi}),$$

где M_i — масса горючих материалов в здании, кг; $F_{\text{пол}}$ и $F_{\text{ок}}$ — соответственно площади пола помещения и оконных проемов, м²; v_{mi} — массовая скорость выгорания материалов, кг/(м²·мин).

Определение длительности пожара в производственных и складских зданиях осложняется из-за большого разнообразия видов и количества горючих веществ и материалов. В этом случае определяют огневую нагрузку на части здания.

Удельную огневую нагрузку q_0 , МДж/м² (табл. 25), для участков с площадью горения $F_{\text{пож}}$ промышленных зданий с учетом коэффициента выгорания ($0 \leq b_0 \leq 1$) находят по формуле

$$q_0 = b_0 \sum (M_i Q_i) / F_{\text{пож}}. \quad (9a)$$

В этом случае длительность эквивалентного огневого воздействия, мин [10]:

$$\tau_c = 55 \cdot 10^{-3} q_0 + 5 \cdot 10^{-6} q_0^2.$$

В производственных помещениях длительность пожара, приведенного к эквивалентному, можно приближенно определить по данным табл. 26. Для других горю-

25. Классификация огневой нагрузки в помещениях и степень риска обрушения железобетонных конструкций во время пожара

Класс огневой нагрузки	Удельная огневая нагрузка q_0 , МДж/м ²		Степень риска обрушения
1	Нулевая	0	Нет
2	Незаметная	20—200	} Малая
3	Очень слабая	200—400	
4	Слабая	400—800	
5	Умеренная	800—1500	Средняя
6	Сильная	1500—2500	} Высокая
7	Очень сильная	2500—3500	
8	Разрушительная	3500—5000	} Чрезвычайно высокая
9	Опустошительная	5000—10 000	
10	Катастрофическая	Более 10 000	

Примечания: 1. Удельную огневую нагрузку определяют по формуле (10).

2. Низшую теплоту сгорания веществ и материалов принимают по данным табл. 21.

3. Огневую нагрузку в здании рассчитывают как точечную, если она на отдельных участках превышает среднее значение в 1,5 раза.

чих материалов длительность пожара находят по времени горения материалов, идентичных по теплоте и скорости сгорания.

Для приведения температурного режима натурального пожара к эквивалентному по участкам здания из железобетонных конструкций можно воспользоваться номограммой (см. рис. 33). В этом случае эксперту должны быть известны площадь пола помещения $F_{\text{п}}$, м², площадь внутренней поверхности ограждающих конструкций $F_{\text{к}}$, м², удельная горючая загрузка ρ_0 , кг/м², максимальная температура t , °С, площади проемов $F_{\text{ок}}$, м², служивших для воздухообмена во время пожара. При использовании номограммы приведения температурных режимов к эквивалентному сначала находят отношения

$$f_t = F_{\text{п}}/F_{\text{к}}; \quad f_{\text{ок}} = \sum F_{\text{ок}} \sqrt{h} / F_{\text{к}}; \quad f_{\tau} = f_t/f_{\text{ок}}.$$

Затем при определенной горючей загрузке помещения по верхней правой части номограммы (см. рис. 33) устанавливают фактическую $\tau_{\text{ф}}$ и приведенную длительности огневого воздействия $\tau_{\text{с}}$.

Пример 7. Определить длительность огневого воздействия на железобетонные конструкции помещения высотой 3,6 м, размерами в плане 12×24 м, имеющего пять проемов $b_1 h_1 = 4 \times 2$ м по фасаду и три проема $b_2 h_2 = 2 \times 1,5$ м в торце здания. Удельная горючая загрузка $\rho_0 = 120$ кг/м², максимальная температура по зонам огне-

26. Длительность пожара, приведенная к эквивалентному огневому воздействию, в зависимости от величины и вида горючей загрузки в производственных зданиях [21]

	Время горения, ч. при горючей загрузке, кг/м ²				
	25	50	100	150	200
Бумага типографская в рулонах; хлопок в кипах	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
Бумага в тюках или связках, книги на деревянных стеллажах		0,2	0,4	0,6	0,8
Бумага разрыхленная	0,15	0,3	0,6		1,2
Карболитовые изделия, штапель и хлопок разрыхленные	0,25	0,5	1		2
Деревянные конструкции, деревянная мебель, текстолит, триацетат		1	2		4
Органическое стекло, резинотехнические изделия, этрол	0,6	1,2	2,4	3,6	4,8
Полистирол, капрон, каучук, нефтепродукты		2	4	6	8

Примечания: 1. Длительность огневого воздействия характерна для производственных и складских зданий с отношением площадей проемов и пола помещения 1 : 6.

2. Длительность огневого воздействия, приведенная в таблице, отражает случай полного выгорания горючей загрузки в помещении, без учета тушения пожара.

вого воздействия: в очаге горения 1100°C, в 2, 3 и 4-й зонах соответственно 1 000, 800 и 600°C.

Решение. Производство

$$\Sigma F_{\text{окт}} \sqrt{h_i} = (4 \cdot 2 \cdot 5) \sqrt{2} + (2 \cdot 1,5 \cdot 3) \sqrt{1,5} = 67.$$

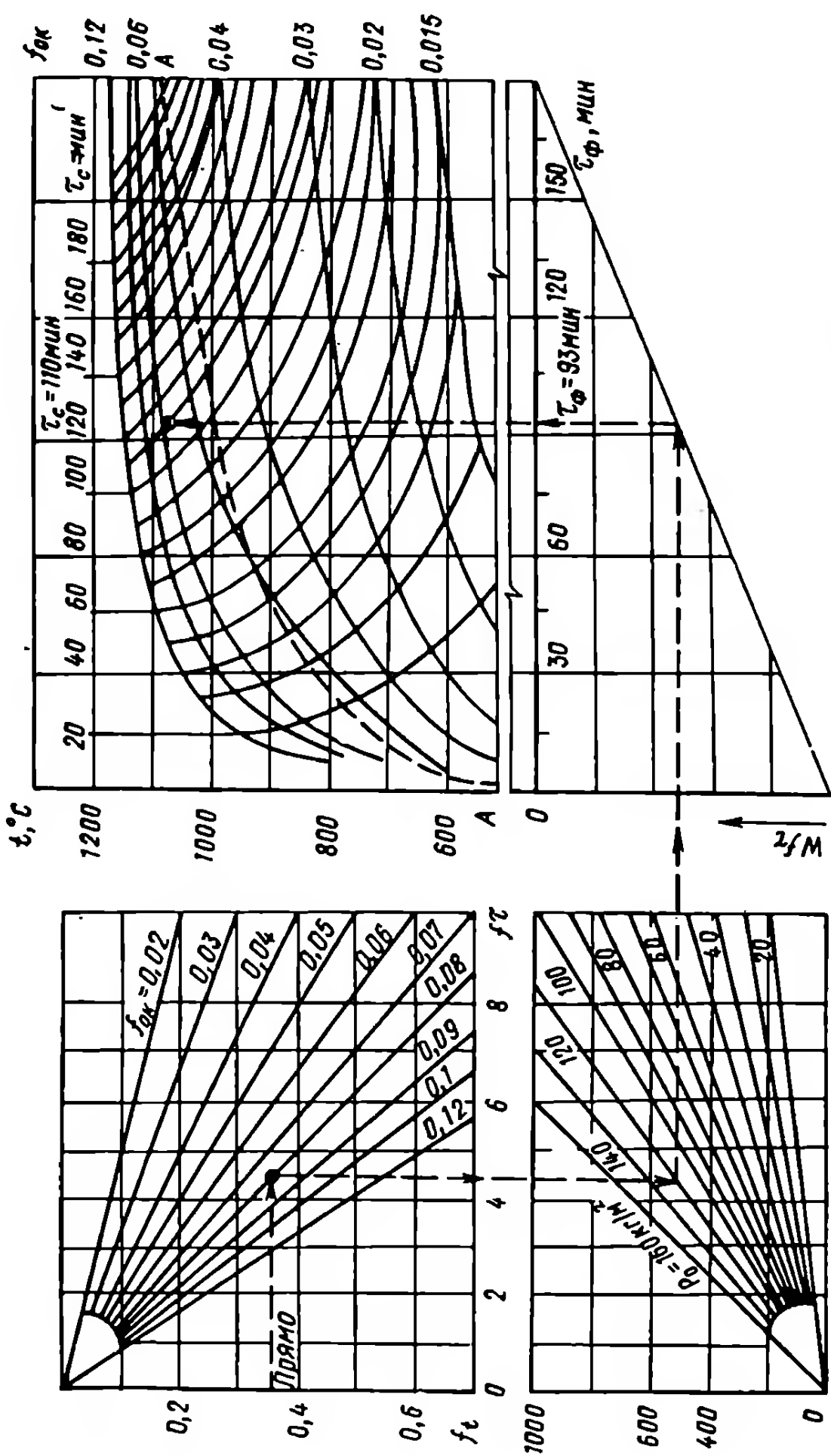
Площадь внутренней поверхности ограждающих конструкций
площадь пола

$$F_k = 2 (12 \cdot 24 + 3,6 \cdot 24 + 3,6 \cdot 12) = 835 \text{ м}^2;$$

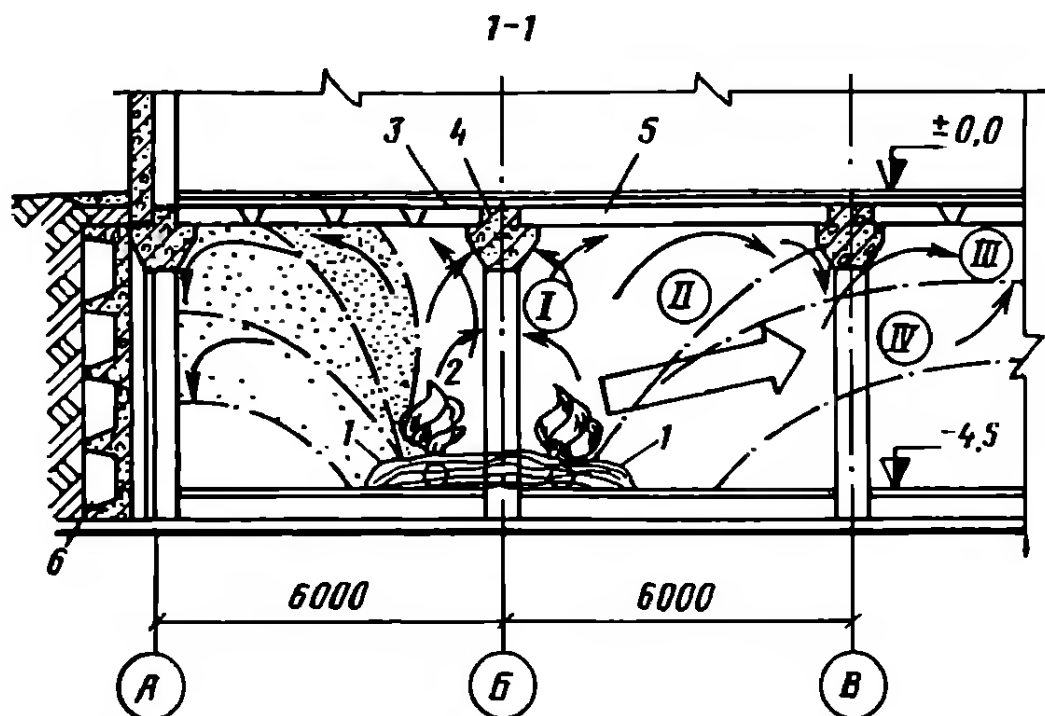
$$F_{\text{п}} = 12 \cdot 24 = 288 \text{ м}^2.$$

При отношении площадей $f_i = F_{\text{п}}/F_k = 288/835 = 0,345$, температурном коэффициенте $f_{\text{ок}} = 67/835 = 0,08$ и $\rho_0 = 120 \text{ кг/м}^2$ фактическая продолжительность пожара, равная 90 мин, соответствует найденной по номограмме (см. рис. 33) длительности эквивалентного огневого воздействия в очаге горения $\tau_{\text{с1}} = 110$ мин. Для 2, 3 и 4-й зон длительности пожара составит соответственно 95, 65 и 30 мин.

Эксперту, как правило, удастся по результатам освидетельствования железобетонных конструкций определить длительность и максимальные температуры натурного пожара по зонам здания. Тогда известную сте-



жара



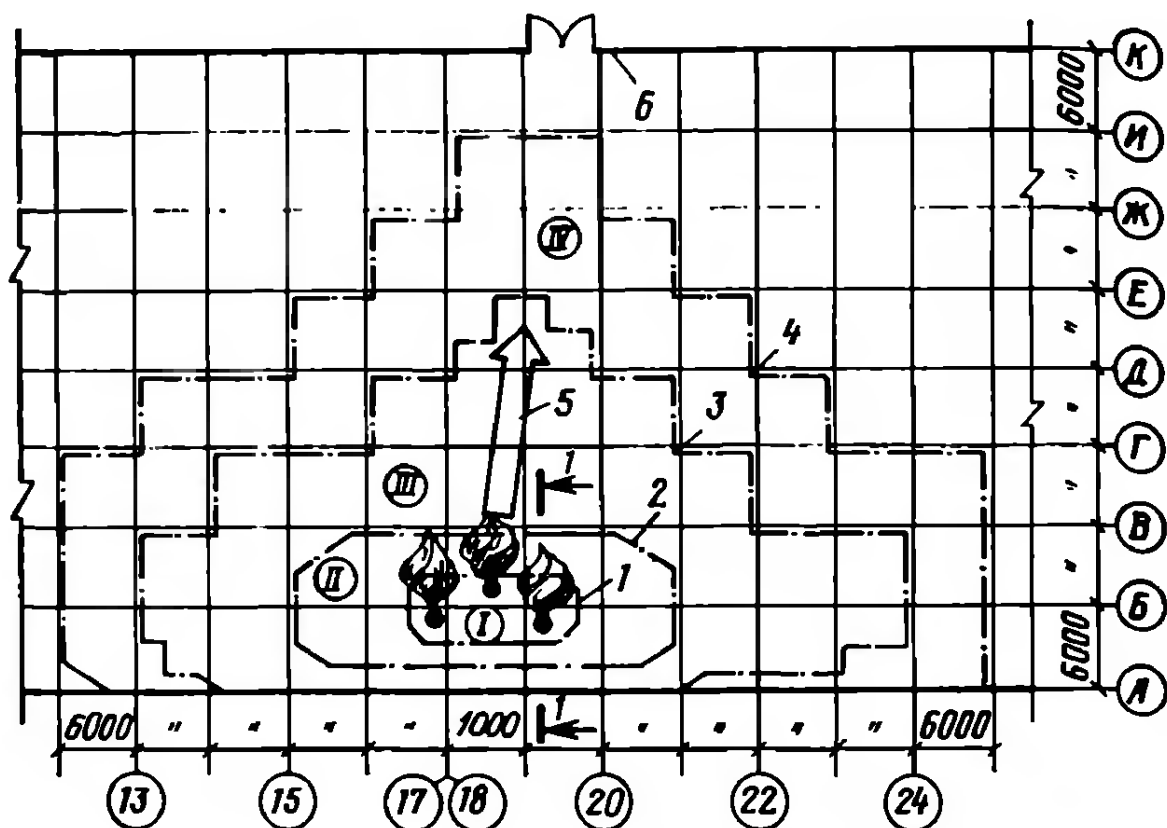
34. Зоны огневого воздействия по высоте подвального этажа термического корпуса на строительные конструкции (разрез I—I по оси 19, см. рис. 35)

I — зона горения; II, III, IV — соответственно зоны высокой, средней и слабой интенсивности огневого воздействия: 1 — место горения закалочного масла ($S=40 \text{ м}^2$, $M=1500 \text{ кг}$); 2 — железобетонные колонны сечением $0,6 \times 0,5 \text{ м}$ высотой 4 м; 3 — сборные ненапряженные железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане $1 \times 5,5 \text{ м}$; 4 — сборные ненапряженные железобетонные балки покрытия длиной 5,95 м; 5 — металлический настил; 6 — железобетонные стены подвала

пень нагрева строительных конструкций по участкам здания сравнивают с температурами эквивалентного огневого воздействия. Разность температур натурального и стандартного пожаров по участкам здания называют отклонениями температур, $\pm \Delta t = t_{\text{ф}} - t_{\text{с}}$. При отклонении температур $\Delta t = \pm 25^\circ\text{C}$ температурный режим натурального пожара считают эквивалентным стандартному. В этом случае длительность натурального пожара к эквивалентному по зонам здания приводят по формуле

$$\tau_{\text{с}} = [1 + \Delta t (0,2 \Delta t^{-1} + 10^{-3})] \tau_{\text{ф}}$$

Пример 8. Длительность натурального пожара в подвале термического корпуса, выполненного из сборного железобетона (рис. 34), составляла 120 мин. По результатам натурального освидетельствования установлены участки повреждения огнем железобетонных конструкций перекрытия. Каждому участку здания соответствовала своя интенсивность огневого воздействия (рис. 35). Максимальные температуры по зонам: в очаге горения 1000°C , в зонах высокой, средней и слабой интенсивности огня соответственно 900, 400 и 200°C . Определить длительность натурального пожара по участкам здания, приведенную к эквивалентному.



35. Зоны интенсивности огневого воздействия в подвальном помещении термического корпуса и участки железобетонных конструкций по степени повреждения огнем

I — очаг горения закалочного масла (аварийная зона конструкций покрытия); II — зона высокой интенсивности огневого воздействия (участок сильных повреждений конструкций покрытия); III и IV — зоны средней и слабой интенсивности огневого воздействия (участки средних и слабых повреждений конструкций перекрытия); 1—4 — границы температур по низу плит перекрытия соответственно 1 000; 900; 400 и 200°C; 5 — направление движения продуктов горения; б — въездные ворота в подвал

Решение. Определим температуру эквивалентного пожара при $\tau_c = 120$ мин и $t_H = 20^\circ\text{C}$:

$$t_c = 345 \lg (8 \tau_c + 1) - t_H = 1020^\circ\text{C},$$

тогда отклонения фактических температур от эквивалентного температурного режима по зонам интенсивности

$$\Delta t_1 = t_1 - t_c = 1000 - 1020 = -20^\circ\text{C}.$$

Отклонения температур во 2, 3 и 4-й зонах соответственно равны 120, 620 и 820°C.

Длительность огневого воздействия, приведенная к эквивалентной в очаге горения при $\Delta t = -20^\circ\text{C}$, равна

$$\tau_{c1} = \tau_\phi = 120 \text{ мин, так как } \Delta t = -20 < \Delta t_{\text{доп}} = -25^\circ\text{C}.$$

Найдем приведенную длительность пожара в зонах высокой, средней и слабой интенсивности огневого воздействия

$$\tau_{c2} = [1 - 120 (0,2 \cdot 120^{-1} + 10^{-3})] 120 = 82 \text{ мин};$$

$$\tau_{c3} = [1 - 620 (0,2 \cdot 620^{-1} + 10^{-3})] 120 = 22 \text{ мин};$$

$$\tau_{c4} = [1 - 820 (0,2 \cdot 820^{-1} + 10^{-3})] 120 = 0 \text{ мин}.$$

ГЛАВА 3. ТЕХНИЧЕСКАЯ ДИАГНОСТИКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ОГНЕМ

1. Общие вопросы технической диагностики

В решении задач восстановления здания после пожара инженерная оценка фактического состояния строительных железобетонных конструкций — техническая диагностика — занимает центральное место. Диагностика состояния железобетонных конструкций после пожара является основной частью технической экспертизы поврежденных огнем зданий.

Диагностика строительных конструкций, подвергшихся огневому воздействию, изучает причины их повреждений, а также устанавливает способы и средства анализа и оценки их технического состояния.

Техническое состояние — это совокупность подверженных изменению в процессе огневого воздействия эксплуатационных свойств строительной конструкции, характеризуемая после пожара признаками и параметрами состояния, установленными технической документацией.

Диагностирование представляет собою процесс определения технического состояния конструкций здания с требуемой точностью. Результатом диагностирования является диагноз — заключение о техническом состоянии конструкций с указанием при необходимости места, вида и причины повреждений.

При освидетельствовании конструкций различают рабочие воздействия, т. е. воздействия, которым конструкции подвергаются в процессе эксплуатации зданий, и тестовые воздействия, которые создаются только для целей диагностирования.

Физическая величина, характеризующая работоспособность или исправность конструкции здания после огневого воздействия заданной мощности, называется параметром состояния. Параметры подразделяют на две группы: структурные и диагностические. Структурные параметры непосредственно характеризуют исправность строительной конструкции, диагностические косвенно работоспособность железобетонной конструкции. Преимущество структурных параметров — наиболее объективная оценка по ним технического состояния конструкций, недостаток — необходимость демонтажа и испытания элементов контрольной нагрузкой.

Параметры состояния могут быть основными и второстепенными. Основные параметры характеризуют возможности выполнения строительной конструкцией заданных функций. Второстепенные параметры определяют удобство эксплуатации, внешний вид, техническую эстетику и т. д.

Количественной мерой параметра состояния является его значение, которое может быть номинальным, допустимым, нормальным и предельным.

Номинальное (расчетное) значение параметра обусловлено его функциональным назначением. Такое значение определяют у новых и у отремонтированных строительных конструкций.

Допустимое значение параметра — значение, при котором обеспечивается безотказная работа конструкции здания до очередного диагностирования и ремонта.

Значение параметра, не выходящее за пределы допустимого, называют нормальным. Нормальное значение параметра находится в интервале между номинальными и допустимыми значениями.

Предельное значение параметра характеризуется наибольшим или наименьшим значением параметра, которое может иметь работоспособная конструкция. При этом дальнейшая эксплуатация конструкции или части здания недопустима вследствие нарушения требований безопасности. Достижение предельного значения хотя бы одного из параметров означает, что данная конструкция находится в предельном состоянии. Предельные значения параметров состояния устанавливают на основании технических, технико-экономических и технологических критериев.

Технические критерии характеризуют предельное состояние строительных конструкций, при котором они не могут больше выполнять свои основные функции (по несущей способности, долговечности и т. д.).

Технико-экономические критерии, характеризующие предельное состояние, указывают на снижение эффективности использования конструкций после пожара или аварии. На восстановление эксплуатационных свойств поврежденных конструкций требуются большие затраты.

Технологические критерии характеризуют нарушение условий нормальной работы оборудования (кранов, установок и машин) в здании вследствие чрезмерных деформаций конструкций.

В процессе освидетельствования железобетонных

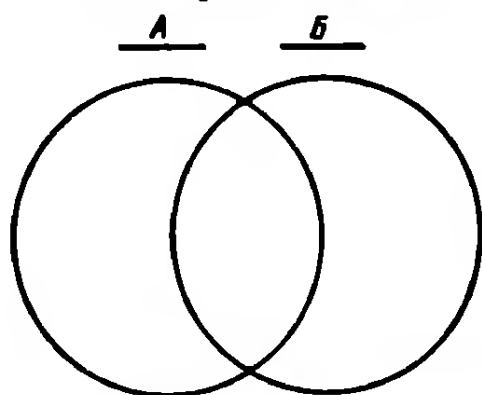
конструкций наряду с параметрами состояния используют диагностические признаки. Эти признаки позволяют дать общее заключение об исправности конструкции без количественных оценок. Установление факта неисправности по внешним признакам является основанием для детального освидетельствования конструкции путем измерения диагностических параметров состояния.

Каждая конструкция может находиться в исправном или неисправном состоянии. При исправном техническом состоянии конструкции значения всех параметров находятся в допустимых пределах. Выход из этих пределов любого параметра состояния означает, что конструкция неисправна [3, 8].

Строительная конструкция называется работоспособной, если значения ее основных параметров находятся в допустимых пределах и если она нормально выполняет заданные функции. Утрата работоспособности конструкции называется отказом. Однако понятие «отказ элемента» в некоторых случаях в определенной мере условно. Так, работоспособность элемента определяется значениями основных его параметров. При этом набор этих параметров и зоны их нормальных значений выбирают в зависимости от степени важности функций, выполняемых элементами в данной строительной конструкции, их доступности при ремонте и т. п. Вследствие этого для двух одинаковых элементов, используемых в одном здании, понятие «отказ» может быть сформулировано различно.

Таким образом, работоспособная строительная конструкция может быть как исправной, так и неисправной. Исправная строительная конструкция всегда работоспособна. Неисправные элементы могут быть и работоспособными, и отказавшими. Неработоспособная конструкция всегда неисправна. Взаимные соотношения работоспособности к неисправности технической системы показаны на рис. 36.

При решении задач диагностики повреждений в рассмотрение вводится обычно



36. Соотношение «работоспособности» и «неисправности» строительных конструкций

А — зона работоспособных строительных конструкций; Б — то же, неисправных (поврежденных) конструкций; 1 — исправные строительные конструкции; 2 — то же, отказавшие; 3 — неисправные, но работоспособные конструкции

более двух состояний строительной конструкции. Объясняется это следующим. Во-первых, можно предполагать несколько уровней работоспособности элементов. Во-вторых, можно предполагать несколько категорий отказов строительной конструкции. В-третьих, удобным является рассмотрение отказов строительной конструкции как функций состояния ее элементов.

Выделение при исследовании последствий пожара только двух возможных состояний «работоспособность» и «отказ» строительной конструкции представляет собой явную идеализацию. При этом исключается из рассмотрения большая группа строительных конструкций, для которых важно подтверждение их исправной работы с незначительными повреждениями. Функцией освидетельствования несущих железобетонных конструкций становится не только обнаружение, но и определение степени неисправности. Это требует выделения особого класса промежуточных состояний конструкций, называемых предаварийными, а также элементов с тяжелыми, средними и слабыми повреждениями.

Диагностирование включает три основных этапа:

1) получение информации о техническом состоянии строительных конструкций после пожара (определение параметров состояния, установление качественных признаков состояния строительных конструкций и получение данных о разрушительности пожара по зонам здания);

2) обработка и анализ полученной информации (сравнение получаемых значений параметров состояния с номинальными, допустимыми и предельными), а также использование полученных данных для оценки остаточной несущей способности поврежденных конструкций;

3) установление диагноза и принятие решения (оценка состояния строительных конструкций по результатам анализа и подготовка рекомендаций по восстановлению здания после пожара).

После огневого воздействия пожара на строительные конструкции здания возникают задачи по оценке их фактического состояния и возможности дальнейшего использования. Эти задачи включают определение следующих параметров состояния:

исправности, т. е. состояния конструкций, при котором они соответствуют требованиям, установленным СНиП, ГОСТ, ТУ;

работоспособности, т. е. состояния строительных конструкций при котором они способны выполнять за-

данные функции в пределах, установленных нормами; степени повреждения (разрушения) несущих строительных конструкций, отдельных частей и здания в целом;

предельного состояния, т. е. состояния строительных конструкций, при котором дальнейшая эксплуатация здания (всего или части его) должна быть прекращена вследствие неустранимого нарушения требований безопасности.

В условиях огневого воздействия эксплуатационная надежность (безопасность) железобетонных конструкций характеризуется начальной безотказностью (пределом огнестойкости), огне-дымо- и теплопреграждающей способностью, термостойкостью. В зависимости от назначения и условий повторного использования железобетонных конструкций после пожара эксплуатационная надежность включает безотказность, ремонтпригодность, сохраняемость и долговечность [4, 26, 38].

Безотказность — свойство конструкции непрерывно сохранять работоспособность в течение времени ликвидации последствий пожара.

Ремонтпригодность — свойство конструкции, заключающееся в ее приспособленности к предупреждению обрушения непосредственно после пожара, а также к обнаружению и устранению неисправностей путем ремонта.

Сохраняемость — свойство конструкции после восстановления здания сохранять обусловленные эксплуатационные показатели, в том числе свойства сопротивления повторному огневому воздействию (негорючесть, огнестойкость).

Долговечность — свойство конструкции сохранять работоспособность до наступления предельного состояния после восстановления (ремонта, усиления).

Степень повреждения железобетонных конструкций огнем оценивают коэффициентом дефектности D , характеризующим средневзвешенное число дефектов, приходящихся на единицу однотипных конструкций. Коэффициент дефектности определяют по выборке из n единиц элементов конструкций, в которой подытоживают все дефекты и повреждения, сгруппированные заранее на k видов. Для каждого вида повреждения устанавливают коэффициент весомости β_i ($i=1,2,\dots,k$). Коэффициент дефектности при частоте i -го дефекта, равном m_i , вычисляют по формуле

$$D = n^{-1} \sum m_i \beta_i.$$

Коэффициент весомости β_i устанавливают экспертным путем, по стоимости устранения дефекта данного вида или другими решениями.

2. Критерии оценки технического состояния железобетонных конструкций

При оценке эксплуатационных качеств зданий, поврежденных пожаром, необходимо определить строительные конструкции, которые подлежат исследованию, и установить значения диагностических параметров. Число параметров должно быть таким, чтобы при минимальной трудоемкости освидетельствования получить достаточно полную информацию о техническом состоянии здания [5].

Практика изучения последствий пожара показывает, что более полную информацию о состоянии здания можно получить в процессе исследования огневого воздействия на строительные конструкции.

Для оценки разрушительности пожара в здании используют следующие диагностические параметры: огневую нагрузку на строительные конструкции; длительность огневого воздействия; максимальную температуру пожара; температуру нагрева поверхности конструкций (табл. 27).

Параметры огневого воздействия должны измеряться по зонам поражения зданий. Некоторые эксперты определяют среднеобъемную температуру пожара в здании и по ее значению выносят суждение о тяжести повреждения строительных конструкций, что приводит к неверным выводам.

Важным этапом, обеспечивающим своевременное и достоверное выявление состояния железобетонных конструкций после пожара, является работа по установлению видов повреждений, параметров, характеризующих их возникновение и развитие, и составление гипотез о механизме возникновения и развития повреждений.

Повреждения элементов несущих конструкций, появившиеся вследствие огневого воздействия, влияют на безопасность работы здания в целом. Типичные повреждения железобетонных конструкций, определяющие систему диагностирования, приведены в табл. 28.

Железобетонные конструкции здания в условиях пожара и после него достигают предельного состояния

27. Параметры огневого воздействия пожара на конструкции здания

Параметр пожара	Оцениваемая характеристика	Измеряемые составляющие параметра	Объект диагностики
Огневая нагрузка Длительность огневого воздействия Температура огневого воздействия Тепловая нагрузка	Разрушительность пожара Мощность огневого воздействия То же Аккумуляция тепла строительными конструкциями	Теплота пожара, Дж Время, ч; мин Максимальная температура огневого воздействия, °С Удельная тепловая нагрузка, Вт/м²	Зоны огневого воздействия Участки здания То же Части зданий, строительные конструкции, их элементы

28. Типичные повреждения железобетонных конструкций

Элементы конструкций	Характер повреждения или изменение свойств
1. Полки ребристых плит, плоские сплошные плиты, пустотные и коробчатые плиты, стойки рам, стволы колонн, стойки и распорки двухветвевых колонн, элементы ферм, распорки, элементы связей	1. Хаотично расположенные поверхностные температурно-усадочные трещины; температурные трещины вдоль арматуры (несквозные), разрушения части сечения элемента, прогретого выше критической температуры нагрева бетона, растрескивание бетона; отслоение защитного слоя, взрывообразное разрушение, сквозные трещины или отверстия термического происхождения; снижение прочности бетона наружных слоев сечения элемента вследствие перекаливания бетона; изменение механических свойств прогретой арматуры; перегрев, пережог стали; следы огневой эрозии бетона и арматурной стали 2. Чрезмерное раскрытие трещин, нормальных и наклонных к продольной оси; повышенные прогибы и искривления (выгибы), а также повреждения, указанные в п. 1
3. Консоли, оголовки колонн и стоек	3. Большая степень разрушения бетона в сечении консоли, чем в сечении колонны, вследствие более глубокого прогрева консоли; температурно-усадочные трещины, трещины среза от совместного действия нагрузки и огневого воздействия

Элементы конструкций	Характер повреждения или изменение свойств
4. Опорные части, узлы, соединения	4. Сдвиг закладных деталей, нарушение стыков арматуры, сквозные трещины в бетоне замоноличивания

29. Методы определения повреждений железобетонных конструкций

Повреждения конструкций	Оцениваемые параметры (последствия)	Метод освидетельствования
Хаотично расположенные температурно-усадочные трещины, растрескивание	Длина, глубина и место расположения трещин (перераспределение напряжений по сечению элемента)	Визуальный, визуально - оптический, ультразвуковой
Температурные трещины вдоль арматуры (не сквозные)	Место расположения, глубина, длина и ширина раскрываемых трещин (снижение пригодности железобетонных конструкций)	Инструментальный (измерение ширины раскрытия трещин)
Разрушение части сечения элемента, прогретого выше критической температуры нагрева бетона	Толщина прогрева обычного бетона по сечению элемента свыше 500°C (снижение несущей способности элемента)	Механический (вырубка полностью поврежденного слоя бетона, высверливание отверстий, откол углов прогретых сечений молотком). Теплотехнический расчет
Отслаивание защитного слоя бетона	Толщина отслаивания бетона (увеличение глубины прогрева сечения в месте отслоения защитного слоя бетона)	Инструментальный, магнитный, механический (откалывание молотком при простукивании)
Взрывообразные разрушения бетона поверхностей элементов	Толщина бетона в местах взрыва; площадь участков, поврежденных взрывом бетона (увеличение толщины прогрева бетона по сечению; оголение арматуры во время пожара)	Инструментальный (при оценке глубины бетона в местах взрыва), механический (при оценке толщины полностью поврежденного бетона), теплотехнический расчет прогрева бетона

Повреждения конструкций	Оцениваемые параметры (последствия)	Метод освидетельствования
Сквозные трещины, отколы бетона	Ширина раскрытия трещин, размеры отколов бетона (снижение прочности и жесткости элемента)	Визуально-оптический, ультразвуковой
Изменение прочностных и деформативных характеристик прогретого бетона	Прочность прогретого бетона на сжатие, модуль деформации (снижение несущей способности и степени пригодности конструкций)	Визуальный (по цвету, внешнему виду бетона), механический (удар молотком по бетону и зубилу), на отрыв и скалывание, сверление отверстий, акустический, ультразвуковой
Изменение механических свойств прогретых до высоких температур арматурных стале	Прочностные характеристики, модуль упругости стали (снижение несущей способности и пригодности конструкций)	Визуально-оптический, извлечение образцов, испытание механических свойств и анализ химического состава стали, испытание прочности по твердости металла, испытание арматуры на холодный перегиб
Следы огневой эрозии бетона и стали	Геометрические размеры сечений элементов; прочностные и деформативные свойства поврежденного бетона и арматуры (снижение безопасности работы нагруженного бетона и стали)	Визуальный, пиromетрический, инструментальный (для измерения глубины эрозии бетона и арматуры), механический и ультразвуковой

вследствие отказа (потери несущих или эксплуатационных свойств) их элементов. Основные причины отказа:

1) высокий уровень напряжения в сечениях элементов, вызванных внешней нагрузкой и огневым воздействием; недостаточная термическая прочность материалов и железобетонных конструкций;

2) низкое качество изготовления элементов железобетонных конструкций: наличие трещин, дефектов, отклонение геометрических размеров сечения и толщины защитного слоя бетона от проектных;

3) недостаточная огнезащита узлов и сопряжений сборных конструкций, износ поверхности материалов железобетона под действием огневой эрозии в условиях жесткого температурного режима и коррозионных повреждений после пожара.

Возникновение и развитие повреждений железобетонных конструкций в условиях огневого воздействия и после него зависят от напряженного состояния элемента, теплопроводности бетона, коэффициентов термического расширения, прочности составных частей железобетона и их чувствительности к упругим и пластическим деформациям. Образованию поверхностных повреждений после огневого воздействия даже малой длительности способствует склонность бетона растрескиваться вследствие температурной усадки.

Толщина повреждения сечений элементов зависит от мощности пожара, условий обогрева и теплофизических свойств бетона. С ростом максимальных температур пожара и длительности огневого воздействия на железобетонные конструкции увеличивается толщина прогрева сечения выше критической температуры. В железобетонных конструкциях, находящихся в зонах огневого воздействия высокой интенсивности, наблюдаются взрывообразные разрушения бетона и потеря целостности элемента [10, 21, 39].

Повреждения железобетонных конструкций вследствие снижения прочностных и деформативных характеристик отоженной арматуры и прогретого бетона зависят от массивности сечения, условий обогрева и длительности огневого воздействия. Проявление огневой эрозии материалов железобетона возможно в зонах огневого воздействия сверхвысокой интенсивности. Диагностические параметры и методы освидетельствования поврежденных конструкций приведены в табл. 29.

Для оценки состояния бетона по сечению железобе-

толстых конструкций в процессе освидетельствования исследуют такие параметры (табл. 30):

толщину разрушенного слоя бетона, т.е. части сечения, прогретой выше температуры деструкции бетона;

остаточную прочность бетона по слоям поперечного сечения элемента, прогретого воздействием высоких температур;

деформативные характеристики бетона по сечению прогретого элемента (например модуль деформации);

теплофизические характеристики бетона (теплопроводность, теплоемкость, влажность);

функциональные свойства защитного слоя бетона.

Для оценки степени уменьшения работоспособного сечения железобетонных конструкций определяют толщину полностью поврежденного слоя бетона, для исследования несущей способности, жесткости, трещиностойкости и огнестойкости конструкций — прочностные и деформативные свойства бетона, для оценки степени прогрева сечения элементов — теплофизические характеристики и влажность бетона.

Свойства защитного слоя бетона зависят от его толщины, теплофизических характеристик и условий работы при огневом воздействии и после пожара. Остаточную прочность бетона исследуют в основном в рабочем сечении элемента. Размер ядра работоспособного сечения определяется степенью прогрева бетона ниже его критической температуры (табл. 31).

Характер изменения прочности бетона при сжатии в зависимости от температуры нагрева и степени нагружения показан на рис. 37. Данные об изменении прочности на сжатие некоторых видов бетонов в зависимости от температуры и предварительного нагружения, используемые для расчетов остаточной несущей способности железобетонных конструкций, приведены в табл. 32 [7, 9, 20].

После воздействия повышенных (до 200 °С) и высоких температур значительно нарушается структура бетона. Этим объясняются потери его упругопластических свойств. Изменение коэффициента β_b , учитывающего снижение модуля упругости бетона в зависимости от температуры нагрева, показано в табл. 33.

Коэффициент упругости бетона уменьшается с увеличением напряжения и температуры нагрева. Решающим фактором при этом является повышение температуры (табл. 34).

	Определяемая характеристика конструкции	Измеряемые составляющие параметра	Объект исследования
Толщина разрушенного огнем слоя бетона	Рабочее сечение элемента	Глубина прогрева сечения элемента, мм	Железобетонные элементы
Прочность прогретого бетона	Несущая способность	Прочность бетона на сжатие, МПа	Сечения железобетонных элементов
Деформативные характеристики прогретого бетона	Жесткость, прогибы	Модуль деформации, коэффициент упругости бетона	Железобетонные конструкции после огневого воздействия
Теплофизические характеристики бетона	сечение	Коэффициенты теплопроводности и теплоемкости, влажность бетона по массе, %	Сечения железобетонных элементов
Функциональные свойства бетона	Огнестойкость и долговечность	Толщина, мм, и состояние защитного слоя бетона	Отдельные участки железобетонных конструкций

31. Критическая температура нагрева тяжелого бетона на известняковом заполнителе (вяжущее — портландцемент)

раз-эле-	Критическая температура и коэффициент					
	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2
0,4 и более	600 620	610 620	620 640	630 660	640 680	650 700
	520 600	530 610	540 620	550 630	560 640	570 650
	350 450	380 450	430 500	480 550	540 600	600 650
	330 450	350 500	450 550	500 600	570 650	650 700

Примечания: 1. Приведены значения критической температуры бетона для сжатой зоны элементов прямоугольного сечения: над чертой — в процессе огневого воздействия, под чертой — после пожара и последующего охлаждения.

2. Для железобетонных элементов, изготовленных из бетона на гранитном щебне, критическую температуру умножают на 0,85; из бетона на керамзите — на 1,2.

32. Изменение прочности бетона на сжатие в зависимости от температуры нагрева

Вид бетона	Нагрузка при нагреве, доли призмочной прочности бетона	Коэффициент условий работы остывшего бетона $m_{\sigma_1}^0$ после нагрева его до температуры, °C							
		100	200	300	400	500	600	700	800
Тяжелый бетон на гранитном щебне	— 0,3	0,88 0,98	0,8 0,95	0,8 0,92	0,78 0,85	0,7 0,77	0,5 0,6	0,15 0,2	0,05 0,05
То же, на известняковом щебне	— 0,3	0,9 0,95	0,84 0,9	0,78 0,85	0,74 0,78	0,64 0,68	0,44 0,54	0,24 0,32	0,05 0,1
Керамзитобетон	— 0,3	1 1,05	1 1,1	0,98 1,15	0,95 1,1	0,7 1	0,6 0,85	0,5 0,65	0,15 0,2

Примечания: 1. Прочность бетона по истечению 30 сут после нагрева и последующего охлаждения снижают дополнительно на 10%.

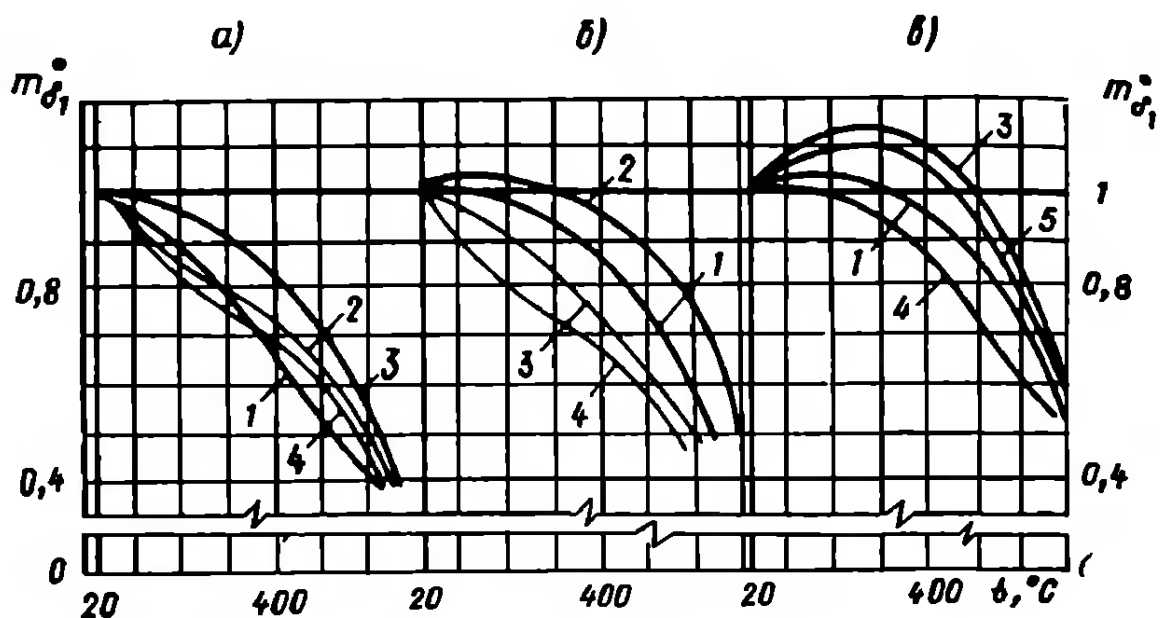
2. При нормальной температуре (20—50°C) коэффициент условий работы, равен единице, после нагрева свыше 800°C — нулю.

3. Призмочную прочность бетона, подвергнутого воздействию повышенных и высоких температур, выражают через прочность бетона при нормальной температуре по формуле $R_{пр.т} = m_{\sigma_1}^0 R_{пр.}$

33. Изменение модуля упругости бетона в зависимости от температуры нагрева

Вид заполнителя для бетона	Нагрузка при нагреве, доли от призмочной прочности бетона	Коэффициент β_{σ} при температуре нагрева, °C					
		100	200	300	400	500	600
Гранит	—	0,8	0,65	0,45	0,3	0,15	0,05
Диабаз	—	0,9	0,7	0,45	0,35	0,2	0,07
Известняк	—	0,9	0,7	0,55	0,4	0,25	0,1
Керамзит	—	0,92	0,78	0,68	0,6	0,5	0,38
	0,2	0,96	0,83	0,77	0,64	0,53	0,43
	0,3	0,98	0,88	0,8	0,65	0,6	0,5

Примечание. Модуль упругости бетона, подвергнутого воздействию высокой температуры, выражают через модуль упругости бетона при нормальной температуре: $E_{\sigma_1} = \beta_{\sigma} E_{\sigma}$.



37. Влияние температуры нагрева на прочность бетонов при сжатии
 а — тяжелый бетон на известняковом щебне; б — то же, на гранитном щебне;
 в — керамзитобетон; 1 — предварительно-нагруженный бетон в горячем состоянии; 2 — то же без нагрузки; 3 — то же, с нагрузкой в охлажденном состоянии; 4 — то же, без нагрузки; 5 — то же, при нагреве предварительно-нагруженный на $0,2 R_{пр}$

С ростом температуры изменяются такие теплофизические свойства бетона, как теплопроводность и теплоемкость (табл. 35). Эти характеристики используют для расчетов прогрева сечений железобетонных элементов, находившихся в условиях пожара. Толщина слоя бетона, прогретого выше критической температуры, зависит от длительности пожара. Зависимость толщины полностью поврежденного слоя бетона от вида крупного заполнителя и длительности огневого воздействия приведены в табл. 36.

Характер повреждений железобетонных изгибаемых элементов — плит и панелей, ригелей и балок, покрытий и перекрытий в основном зависит от изменения прочностных и деформативных свойств арматурной стали с ростом температуры нагрева.

Для определения состояния железобетонных элементов после пожара изучают следующие характеристики арматурной стали (табл. 37):

температурную ползучесть при нагреве с целью оценки трещиностойкости и огнестойкости конструкций; потери преднапряжения рабочей арматуры для оценки жесткости и деформации элементов; предел текучести (временное сопротивление) отожженной стали, характеризующий остаточную прочность конструкций; проч-

ностные и пластические свойства после воздействия температур выше 800°C и последующего охлаждения для оценки несущей способности и ремонтпригодности конструкций.

Температурная ползучесть арматурной стали зависит от степени нагрева и напряженного состояния. Степень натяжения арматуры преднапряженных элементов зависит от установившегося напряжения $\sigma_{a,n}$ и прироста напряжений в арматуре от внешних нагрузок $\Delta\sigma_b$. Прирост напряжений определяют как разность (положительные значения) напряжений в арматуре от воздействия внешних нагрузок $\sigma_{a,n}$ и установившихся напряжений $\sigma_{a,n}$, т. е. $\Delta\sigma_b = \sigma_{a,b} - \sigma_{a,n}$. Отрицательные значения этой разности напряжений на степень натяжения арматуры не влияют. Следовательно, натяжение в арматуре от предварительного напряжения и внешних нагрузок $\sigma_n = \sigma_{a,n} + \Delta\sigma_b$.

Напряжение, установившееся в арматуре от воздействия предварительного натяжения, рассчитывают по формуле

$$\sigma_{a,n} = \sigma_0 - n [(N_0 / F_n) + (N_0 e_{0,n} y_n / J_n)],$$

где σ_0 — контролируемые напряжения в арматуре; n — отношение модулей упругости арматуры и бетона; N_0 — усилие предварительного обжатия сечения, рассматриваемое как внешняя сила; $e_{0,n}$ — эксцентриситет приложения усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения; y_n — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до точки приложения равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре; F_n и J_n — соответственно площадь и момент инерции приведенного сечения элемента.

Напряжения в арматуре от воздействия внешних нагрузок при изгибе железобетонного элемента (M — изгибающий момент) определяют по формуле

$$\sigma_{a,b} = n M y_n / J_n.$$

Степень напряжения арматуры находят как отношение действующих напряжений к временному сопротивлению разрыву

$$m_n = (\sigma_{a,n} + \Delta\sigma_b) / R_a^n.$$

Величину, обратно пропорциональную степени напряжения рабочей арматуры, называют коэффициентом безопасности временного сопротивления

$$k_a = R_a^n / \sigma_n.$$

Для напрягаемой арматуры степень натяжения и коэффициент безопасности

34. Изменение коэффициента упругости бетона в зависимости от температуры нагрева

	Коэффициент упругости бетона при температуре нагрева, °C						
	100	200	300	400	500	600	700
Керамзитобетон		0,6	0,62	0,58	0,55	0,35	0,2
Тяжелый бетон		0,55	0,5	0,47	0,44	0,25	0,15

35. Теплофизические характеристики бетона в зависимости от температуры нагрева [21]

		Коэффициенты		
		теплопроводности $\lambda_t = A + B\theta$, Вт/(м°·С)	теплоемкости $C_t = C + D\theta$, кДж/(кг·°С)	
Аглопоритобетон		1 670	0,7+0,0070	0,88+0,670
Тяжелый бетон на известняковом за- полнителе	}	2 190	1,25—0,960	0,75+0,640
		2 250	1,14—0,550	0,71+0,850
То же, на гранит- ном заполнителе	}	2 220	1,4—1,10	0,75+0,650
		2 350	1,2—0,350	0,7+0,850
Керамзитобетон	}	950	0,23+0,130	0,85+0,580
		1 250	0,4+0,050	0,85+0,380
		1 380	0,38+0,080	0,85+0,460
Перлитобетон		1 090	0,3+0,110	0,85+0,60
Песчаный бетон	}	2 000	1,03—0,440	0,75+0,650
		2 000	1,16—0,620	0,75+0,70

Примечания: 1. Значения, приведенные в таблице, справедливы при температуре нагрева бетона выше 100°C.
2. При нагреве бетона до 100°C коэффициент теплопроводности его практически не изменяется [21].
3. $\theta = 10^{-3}t$, где t — температура нагрева, °C.

36. Толщина полностью поврежденного огнем слоя сечения конструкции

Вид крупного заполнителя бетона	Критическая температура нагрева бетона, °C	Толщина разрушенного огнем слоя бетона, см, при длительности огневого воздействия, ч							
		0,5		1,5	2	3		5	6
}	600	0,6	1,6	2,6	3	4,4	5,4	6,4	7
	550	0,8	2	3	3,6	5,9	6	7	8
	500	1	2,4	3,4	4,2	5,6	7	8	9

Вид крупного заполнителя тона	Критическая температура нагрева бето- на, °С	Толщина разрушенного огнем слоя бетона, см, при длительности огневого воздействия							
		0,5		1,5	2	3	4	5	6
Известняк	650	0,4	1,2	1,8	2,4	3,2	4	4,8	5,4
	600	0,6	1,6	2,2	2,6	3,6	4,6	5,5	6
	500	0,8	1,8	2,6	3,2	4,4	5,4	6,2	7
Керамзит	700	—	0,7	1,2	1,8	2,4	2,7	3,4	4
	650	0,3	1	1,5	2	2,7	3,3	4	4,5
	600	0,5	1,3	1,8	2,2	3	3,8	4,6	5

Примечания: 1. Критическую температуру нагрева бетона определяют в зависимости от размеров сечения элементов и коэффициента безопасности прочности бетона (см. табл. 31).

2. Данные приведены для случая одностороннего обогрева сплошной плиты толщиной 18 см.

3. Для оценки глубины прогрева слоя бетона до заданной температуры после огневого воздействия заданной длительности учитывают коэффициент тепловой инерции прогрева сечения $m_0^0 \leq 1,3$.

37. Параметры, определяющие основные свойства арматурных сталей железобетонных конструкций после пожара

Исследуемые параметры	Определяемая характеристи- ка	Измеряемые состав- ляющие параметра	Объект диагно- стирования
Предел темпера- турной ползучести сталей при нагре- ве	Трещино- стойкость, огнестой- кость	Предельная темпе- ратура нагрева ар- матуры в зависи- мости от заданной деформации пол- зучести, °С	Железобетон- ные конструк- ции в условиях огневого воз- действия и пос- ле пожара
Полная потеря преднапряжения арматуры в про- цессе нагрева	Жесткость (прогибы)	Предельная тем- пература нагрева арматуры в зави- симости от пред- напряжения, °С	То же
Предел текучести отожженной ста- ли	Остаточная прочность	Предел текучести стали (фактиче- ский или услов- ный), МПа	Железобетон- ные конструк- ции после воз- действия высо- ких температур
Снижение прочно- стных и пластиче- ских свойств стали после нагрева и последующего ох- лаждения	Несущая способность, ремонтно- пригодность	Предельная темпе- ратура нагрева стали, °С, остаточ- ная прочность, МПа, и пластиче- ские свойства ста- ли	То же

		Предельная температура нагрева арматуры, °С, при коэффициенте безопасности стали					
		1,25	1,4	1,6	2	5	10
{		150	180	330	450	600	680
		180	300	400	500	610	700
		210	400	480	530	620	720
		400	480	520	550	630	730
		500	530	550	570	650	750
{		200	300	400	480	610	680
		220	400	470	520	630	700
		310	460	520	550	640	710
		440	500	540	560	650	720
		500	530	550	570	670	730
{		300	400	430	480	550	600
		350	420	450	500	580	650
		400	440	480	520	630	660
		440	480	500	530	640	680
		460	500	510	550	660	700

Примечания: 1. Предельные температуры нагрева для стали класса А-I, марок Ст.0 и Ст.5 принимают как для стали класса А-II, марки Ст.5.

2. Данные получены по результатам нагрева образцов при тепловом режиме, аналогичном тепловому режиму прогрева арматуры железобетонной сплошной плиты с защитным слоем бетона 30 мм в процессе испытания на огнестойкость [7].

39. Зависимость полной потери предварительного напряжения рабочей арматурой от степени ее нагрева и уровня растягивающих напряжений

		Нормативное сопротивление растяжению R_a^H , МПа	Предельная температура нагрева стали, °С, при степени напряжения арматуры m_d			
			0,8	0,6	0,5	0,3
Высокопрочная В-II и Вр-II Термическая класса Ат-VI То же, Ат-V	классов	1 500—1 600	190	200	250	350
	упрочненная	1 000	200	250	330	450
		800	220	270	350	460

Вид напрягаемой арматуры	Нормативное сопротивление растяжению, R_a^H , МПа	Предельная температура на- грева стали, °С, при степени напряжения арматуры m_n			
		0,8	0,6	0,5	0,3
Горячекатаная класса А-V	800	250	300	380	500
То же, класса А-IV, марки 80С	600	310	430	500	550
То же, класса А-III, марки 25Г2С	400	200	400	500	580
Упрочненная вытяжкой клас- са А-IIIв, марки 35ГС	550	220	420	500	560

Примечания: 1. Данные справедливы при скорости прогрева арматуры в железобетонных элементах с толщиной защитного слоя бетона 30 мм, испытываемых по стандартному температурному режиму (бетон обычный, обогрев односторонний).

2. При скорости прогрева арматуры, отличающейся от нагрева по стандартному режиму, предельную температуру определяют по данным таблицы, умноженным на коэффициент k_T .

40. Зависимость предела текучести сталей от степени напряжения и критической температуры нагрева арматуры

Вид, класс и марка арматуры	Нормативные сопротивления до нагрева R_a^H , МПа	Критическая температура стали, °С, при коэффициенте безопасности арматуры k_a				
		1,4	1,6	1,8	2	5
Стержневая горячека- таная периодического профиля класса А-II марки Ст.5	300	400	470	510	540	670
То же, класса А-III марки 25ГС2	400	550	580	600	620	720
То же, класса А-IV марки 30ХГ2С	600	460	500	530	560	680
То же, марки 80С	600	430	480	500	530	670
Обыкновенная арма- турная проволока марки 30Г2С	450	460	480	500	520	620
Высокопрочная арма- турная проволока класса Вр-II	1 800	340	370	400	430	550

Примечания: 1. Значения критической температуры нагрева для стали класса А-I, марки Ст. 0 и Ст. 3 принимают как для стали класса А-II, марки Ст. 5.

2. Нагрев стержневой горячекатаной арматуры и обыкновенной арматурной проволоки характеризуется снижением физического, а высокопрочной арматурной проволоки — условного предела текучести.

3. Степень напряжения арматуры характеризуется величиной $m_n = 1/k_a$, где $k_a = R_a^H / \sigma_a$.

$$m_a = \sigma_{a.в} / R_a^H; k_a = R_a^H / \sigma_a.$$

Ползучесть сталей заметно проявляется при кратковременном нагреве выше 300°C. Предельные температуры нагрева арматуры различных классов при заданной деформации температурной ползучести стали приведены в табл. 38.

Для стержневой стали класса А-IV, марки 80С ($m_H = 0,7$; $k_a = 1,4$) увеличение температуры с 400 до 420°C приводит к росту относительной деформации ползучести с 0,001 до 0,002, т. е. в два раза. Это вызывает полную потерю напряжения в арматуре. Предельная температура нагрева основных видов напрягаемой арматуры железобетонных конструкций, характеризующая полную потерю преднапряжения, приведена в табл. 39. Данные таблицы составлены для арматуры с $m_H = 0,3$ — $0,8$. При этом скорость нагрева арматуры принята при условии одностороннего обогрева конструкций по стандартному температурному режиму (рис. 38).

При скорости прогрева стержней арматуры, отличающейся от прогрева при одностороннем воздействии стандартного пожара, фактическую предельную температуру нагрева арматуры определяют с поправкой на коэффициент

$$k_\tau = 1 / \sqrt{\tau_\phi / \tau_{ст}},$$

где τ_ϕ и $\tau_{ст}$ — соответственно длительность прогрева арматуры, ч, при фактическом и стандартном температурном режиме. В инженерных расчетах поправочный коэффициент принимают $0,7 \leq k_\tau \leq 1,5$.

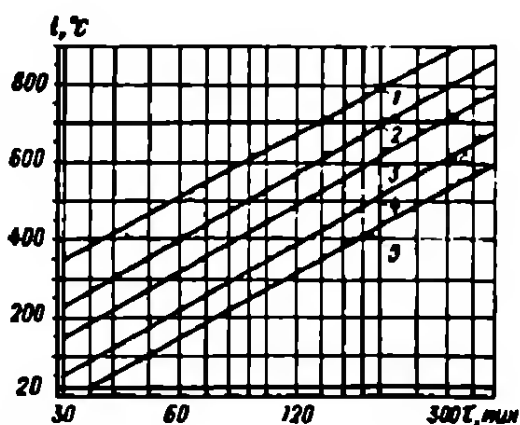
Нагрев арматуры до температур выше 300°C приводит к значительному снижению предела текучести стали. На него влияют степень напряжения и вид арматуры. Критическая температура, при которой достигается предел текучести стали, в зависимости от коэффициента безопасности приведена в табл. 40. Однако при нагреве углеродистых сталей с $m_H > 0,5$ до температуры выше 350°C предел текучести не является основной характеристикой. В этом случае при напряжениях меньше предела текучести в арматурных сталях определяющим фактором становится температурная ползучесть.

При воздействии высоких температур прочностные характеристики арматурных сталей изменяются. В диапазоне температур 400—500°C наблюдается катастрофическое снижение прочности.

После нагрева до заданной температуры в пределах 200—800°C и последующего охлаждения прочность ар-

38. График нагрева арматуры диаметром 10—80 мм в сечении сплошной плиты (стены) при огневом воздействии по стандартному температурному режиму (толщина защитного слоя 10—40 мм, бетон тяжелый на известняковом заполнителе)

1—5 — температуры прогрева арматуры при толщине защитного слоя бетона соответственно 10, 20, 30, 40 и 50 мм



матурных сталей восстанавливается в различной степени. Так, арматурная сталь класса А-IV, марки 80С после нагрева до 100—300°C полностью восстанавливает утерянную прочность, ее прочность после нагрева до 370°C снижается незначительно ($m_{at} \geq 0,95$), выше 450°C — умеренно ($m_{at} \geq 0,85$), выше 520°C — быстро ($m_{at} \leq 0,75$).

Обратимым является снижение прочности горячекатаных сталей класса А-III (марки 25ГС2 и 35ГС), нагретых до 600°C. Прочность этих сталей не только восстанавливается, а даже становится выше первоначальной вследствие закалки. Предел прочности указанных сталей снижается после нагрева до 700°C незначительно, выше 750°C — умеренно, выше 800°C — быстро. Высокопрочные арматурные стали только частично восстанавливают прочность за счет улучшения после остывания пластических свойств. Коэффициенты условий работы отожженной арматурной стали m_{at} после нагрева ее до заданной температуры и последующего охлаждения приведены в табл. 41.

Нагрев выше температуры «отжига» (более 1000°C) связан с явлением рекристаллизации стали и вследствие этого с повышением пластичности. Критерии, характеризующие состояние и основные свойства строительных сталей в зависимости от воздействия температур выше 800°C приведены в табл. 42.

Эксплуатационные качества здания, в котором произошел пожар, характеризуют основные и дополнительные параметры технического состояния строительных конструкций. К основным параметрам, определяющим остаточную несущую способность, относят сохранность и ремонтпригодность; устойчивость и остаточную прочность. Дополнительные параметры, определяющие пригодность конструкции к дальнейшей эксплуатации, характеризуются остаточными деформациями (прогибами,

41. Изменение прочности арматурных сталей в зависимости от температуры нагрева

Температура нагрева, °C	Коэффициенты условной работы отожженной арматуры после нагрева ее до температуры, °C									
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
Стержневая горячекатаная арматура периодического профиля класса A-IV, марки 80C										
300	1	0,993	0,986	0,979	0,972	0,965	0,958	0,95	0,944	0,936
400	0,94	0,924	0,9	0,892	0,876	0,86	0,844	0,828	0,812	0,796
500	0,78	0,767	0,754	0,741	0,728	0,715	0,702	0,689	0,676	0,663
600	0,66	0,653	0,646	0,639	0,632	0,625	0,618	0,611	0,604	0,597
700	0,6	0,589	0,578	0,567	0,556	0,545	0,543	0,523	0,512	0,507
800	0,5	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41
То же, класса A-IV, марки 30XГ2C										
300	1,03	1,028	1,026	1,024	1,022	1,02	1,018	1,016	1,014	1,012
400	1,01	1,007	1,004	1,001	0,998	0,995	0,992	0,989	0,986	0,983
500	0,98	0,964	0,948	0,932	0,916	0,9	0,884	0,868	0,852	0,836
600	0,83	0,829	0,828	0,827	0,826	0,825	0,824	0,823	0,822	0,821
700	0,82	0,809	0,798	0,787	0,776	0,765	0,754	0,743	0,732	0,721
800	0,72	0,704	0,688	0,672	0,656	0,64	0,624	0,608	0,592	0,576
	0,58	0,57	0,56	0,55	0,54	0,53	0,53	0,52	0,5	0,49
То же, класса A-III, марок 25ГC2 и 35ГC										
100				1,13	1,14	1,15	1,16			1,19
200				1,21	1,22	1,22	1,23			1,24
300-400				1,25	1,25	1,25	1,25			1,25
500			1,1	1,15	1,14	1,12	1,11			1,06
600	1,05	1,04	1,02	1,02	1,01	1	0,99	0,97	0,97	0,96

700	0,95					0,85	0,82	0,8	0,77	0,75	0,72
800	0,7					0,6	0,57	0,55	0,52	0,5	0,47

Обыкновенная арматурная проволока класса В-I

100	1,03	1,034	1,036	1,038	1,04	1,042	1,044	1,046	1,05
200	1,05	1,044	1,041	1,038	1,035	1,032	1,029	1,026	1,02
300	1,02	1,012	1,008	1,004	1	0,996	0,992	0,988	0,98
400	0,98	0,964	0,956	0,948	0,94	0,932	0,914	0,906	0,9
500	0,9	0,86	0,84	0,82	0,8	0,78	0,76	0,74	0,72
600	0,7	0,68	0,67	0,66	0,65	0,64	0,63	0,62	0,61
700	0,6	0,58	0,57	0,56	0,55	0,54	0,53	0,52	0,51
800	0,5	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,43	0,42	0,4

Высокопрочная арматурная проволока класса Вр-II

100	1,02	1,016	1,014	1,012	1,01	1,008	1,006	1,004	1,00
200	1	0,99	0,985	0,98	0,975	0,97	0,965	0,96	0,955
300	0,95	0,93	0,92	0,9	0,89	0,88	0,87	0,86	0,85
400	0,84	0,812	0,798	0,784	0,77	0,756	0,742	0,728	0,71
500	0,7	0,66	0,64	0,62	0,6	0,58	0,56	0,54	0,52
600	0,5	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,43	0,43	0,41
700	0,4	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31
800	0,3	0,28	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22	0,2

Примечание. Для арматуры классов А-I и А-II коэффициенты условия работы после нагрева до 800°C и по-
следующего охлаждения равны 1.

42. Критерии, характеризующие состояние и основные свойства строительных сталей в зависимости от воздействия высоких температур

Температура нагрева, °С	Признаки изменения структуры и свойств стали после нагрева и последующего охлаждения	Остаточная прочность стали, %
800—1 000	Образование светлой окалины, начало снижения прочности горячекатаной стали	85—100
1 100	Следы перегрева, частичное снижение прочности горячекатаной стали	60—80
1 200—1 300	Ярко выраженные изменения структуры перегретых сталей, значительное снижение прочностных и пластических свойств стали	Менее 60
1 400—1 500	Пережог стали, образование твердой и хрупкой пленки, полная потеря пластических свойств (сталь непригодна для дальнейшего использования в железобетонных конструкциях)	—
Более 1 500	Следы ускоренной термической эрозии стали; уменьшение поперечного сечения арматуры	—
	Следы плавления металла с последующим образованием затвердений в виде капель, наплывов и т. п.	—

углами поворота, отклонениями от вертикали, перекосами и т. п.), образованием трещин и шириной их раскрытия, снижением жесткости сечений, поврежденных огнем, показателями огнестойкости строительных конструкций. Контролируемые параметры, характеризующие техническое состояние конструкций, поврежденных огнем, приведены в табл. 43.

Критерии, определяющие степень повреждения огнем железобетонных конструкций, приведены в табл. 44.

При отсутствии явных признаков аварийности железобетонные конструкции считаются таковыми, если остаточная несущая способность элемента меньше соответствующего усилия от внешней нагрузки в 1,5 раза. При проверочных расчетах прочности изгибаемых элементов, поврежденных огнем, коэффициент безопасности принимается не менее 1,2 при условии, что характеристика сечения удовлетворяет значению

$$\xi^* = x_l / h_{0l} \leq 0,3,$$

где ξ^* — относительная высота сжатой зоны бетона сечения элемента после огневого воздействия; x_l — высота сжатой зоны бетона после огневого воздействия, см; h_{0l} — высота сечения элемента поврежденного огнем, см.

43. Параметры технического состояния железобетонных конструкций, подвергавшихся огневому воздействию

Параметр состояния конструкции	Определяемая характеристика	Измеряемые составляющие параметра	Объект исследования	Предельные значения параметра
Сохраняемость и ремонтнопригодность	Надежность конструкции	Снижение несущей способности конструкции, %	Железобетонные конструкции здания, поврежденного пожаром	Степень поражения огнем конструкций (см. табл. 44)
Прочность и устойчивость	Остаточная несущая способность конструкции	Изгибающий момент, продольная сила, поперечная сила	Железобетонные конструкции после огневого воздействия	По результатам поверочных расчетов в зависимости от проектной нагрузки (см. табл. 45—47)
Деформации (прогибы, углы поворота, перекосы и отклонения от вертикали)	Эксплуатационная пригодность конструкции	Прогибы, углы поворота, перекосы	Отдельные конструкции и здание в целом после пожара	Предельные остаточные прогибы конструкций (см. табл. 48)
Образование трещин, снижение жесткости; ширина раскрытия трещин	То же	Появление трещин, ширина раскрытия	Отдельные элементы конструкций, поврежденные огнем	Предельное увеличение кривизны (см. табл. 49)

44. Критерии, характеризующие степень повреждения огнем железобетонных конструкций

Степень повреждения огнем железобетонных конструкций	Снижение несущей способности, %	Признаки, характеризующие степень повреждения
Разрушенные	Более 80	Изложены в гл. 1
Аварийные	76—80	См. табл. 13
Поврежденные:		
тяжело	51—75	
сильно	26—50	
средне	11—25	
слабо	5—10	

45. Критерии возможности повторного использования железобетонных конструкций, поврежденных огнем

Группа капитальности здания	Предельное снижение прочности несущих конструкций (коэффициент m_2^0)				
	стен	колонн	перекрытий	покрытий	противопожарных стен
Первая	<u>0,9</u>	<u>0,95</u>	<u>0,85</u>	<u>0,8</u>	<u>0,9</u>
	0,55	0,6	0,5	0,5	0,5
	<u>0,8</u>	<u>0,85</u>	<u>0,75</u>	<u>0,7</u>	<u>0,85</u>
	0,5	0,55	0,45	0,4	0,4
	<u>0,7</u>	<u>0,75</u>	<u>0,55</u>	<u>0,5</u>	<u>0,8</u>
	0,45	0,5	0,4	0,3	0,35

Примечания: 1. Над чертой приведены значения остаточной прочности железобетонных конструкций, требующих ремонта, под чертой — требующих усиления.

2. Возможность замены поврежденных огнем железобетонных конструкций новыми (при $m \leq m_2^0$) определяют в каждом конкретном случае по результатам технического и экономического анализов варианта восстановления здания.

Пределы снижения прочности железобетонных элементов конструкций, которую нужно сохранить для повторной эксплуатации, принимают в зависимости от группы капитальности здания, конструктивной ответственности его части и условий восстановления — ремонта, усиления или полной замены. Критерии, характеризующие возможность повторного использования поврежденных железобетонных конструкций в зависимости от остаточной прочности, приведены в табл 45.

46. Критерии снижения прочности сечений сжатых железобетонных элементов

Повреждения железобетонных элементов огнем	Необратимая потеря прочности, %	Длительность эквивалентного огневого воздействия, ч, для сжатых элементов с размерами поперечного сечения, см					
		20×20	30×30	30×50	35×35	40×40	50×50
Тяжелые	75	2,5	4	4,5	5	6,5	9
Сильные	50	1,5	3	3,5	3,6	4,5	7
Средние	25	1	2	2,3	2,8	3,5	6
Слабые	10	0,5	1,5	1,8	2	2,5	3

Примечания: 1. Данные справедливы для прямоугольных внецентренно сжатых сечений с симметричным армированием при эксцентриситете продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения не более случайной величины ($e_0 \leq e_0^{сл}$) и расчетной длины ($l_0 \leq 20h$).

2. Данные приведены для сечений железобетонных элементов, обогреваемых с четырех сторон.

47. Критерии снижения прочности сечений железобетонных балок

Повреждения	Необратимое снижение прочности, %	Длительность эквивалентного огневого воздействия, ч, для балок сечением, см				
		15×30	20×40	30×60	40×80	50×100
Тяжелые	25	3,7	6	8	—	—
		2,3	3,7	6	—	—
		2,3	3	5,5	8	9,1
		1,4	2	3	5	6,5
		1,3	1,7	2,7	4,3	6
Слабые	25	1	1,2	1,7	2,7	3,7
		0,7	0,8	1	1,3	1,7
		0,5	0,7	0,8	1	1,3

Примечания: 1. Над чертой указаны предельная длительность, ч, огневого воздействия при двустороннем обогреве сжатой зоны сечения, под чертой — при трехстороннем обогреве.

2. Снижение несущей способности сечения определено по прочности сжатой зоны (второй случай разрушения) при граничном значении относительной высоты сжатой зоны бетона и одиночном армировании, т. е. для случаев, когда рабочая растянутая арматура надежно защищена от огня, слабо нагружена во время пожара и т. п.

Критерии снижения прочности сжатых элементов ($e \cong e_0^{сл}$) с размерами прямоугольных сечений от 20×20

	Предельные относительные остаточные прогибы, $\theta_f \cdot 10^{-3}$ для			
	обычных железобетонных конструкций, требующих		преднапряженных конструкций, требующих	
	ремонта	усиления	ремонта	усиления
Перекрытий с плоскими полками и покрытий при пролетах, м:				
до 6			4	
6—7,5			3,5	
более 7,5			3	
С ребристыми потолками и лестницами при пролетах, м:				
до 5			4	
5—10			3	
более 10			2	
Покрытий сельских зданий производственного назначения при пролетах, м:				
до 6			7	
6—7,5			6	
более 7,5			5	

Примечание. Остаточный прогиб железобетонных конструкций определяют как сумму остаточного температурного прогиба и прогиба от собственной массы элемента.

до 50×50 см после огневого воздействия длительностью 0,5—9 ч приведены в табл. 46.

Данные табл. 46 можно использовать и при решении обратной задачи: оценки огнестойкости по показателям пригодности к повторной эксплуатации сжатых железобетонных конструкций.

Критерии потери прочности изгибаемыми железобетонными элементами (балками прямоугольного сечения с размерами сторон от 15×30 до 50×100 см) после огневого воздействия стандартного пожара длительностью 0,5—9 ч приведены в табл. 47.

Возникновение необратимых деформаций после огневого воздействия — один из признаков наступления предельного состояния конструкций. Предельные оста-

49. Критерии возможности использования железобетонных конструкций после пожара по снижению жесткости

Вид напряженного состояния сечения элемента	Предельное увеличение кривизны $1/r$ конструкций			
	преднапряженных, требующих		обычных, требующих	
	ремонта	усиления	ремонта	усиления
Изгиб	1,2	3,5	1,3	2,5
Внецентрированное сжатие	1,3	3	1,4	2
Внецентрированное растяжение	1,4	3,5	1,5	2,5

Примечания: 1. Значения предельного увеличения кривизны характерны для железобетонных элементов на участках, где после пожара образовались нормальные к продольной оси трещины в растянутой зоне.

2. Значения для внецентрично-нагруженных элементов лучше согласуются с опытными данными при эксцентриситете продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, равном 0,8 или более рабочей высоты элемента, поврежденного огнем ($e_0 \geq 0,8h_{01}$);

3. При отношении пролета l свободно опертой или консольной балки постоянного сечения к ее высоте h , равной 10 или более, считают, что на кривизну влияет наибольший изгибающий момент; при $l/h < 10$ для изгибаемых элементов необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб (см. п. 4.33 СНиП II-21-75).

точные прогибы преднапряженных железобетонных конструкций на 30—50% больше, чем однотипных элементов конструкций, изготовленных без преднапряжения. Критерии, характеризующие возможность повторного использования железобетонных конструкций по остаточному прогибу приведены в табл. 48. Критерии, характеризующие предельное увеличение кривизны $1/r$ преднапряженных и ненапряженных железобетонных конструкций в зависимости от вида напряженного состояния сечения элемента n раз, приведены в табл. 49.

Основными параметрами оценки напряженного состояния конструкций (табл. 50) являются:

статическая схема элемента (показатели огнестойкости выше у железобетонных элементов, имеющих жесткую заделку концов или у статически неопределимых конструкций);

размеры рабочего сечения элемента (сечение элемента уменьшается вследствие прогрева наружных слоев до температуры деструкции бетона, образования в защитном слое бетона температурно-усадочных трещин и т. п.);

схема армирования (вид, число стержней и располо-

50. Параметры оценки напряженного состояния железобетонных конструкций здания, поврежденных пожаром

	Определяемая характеристика		
Конструктивная статическая схема элемента	Несущая способность и эксплуатационная пригодность	Коэффициенты, учитывающие условия опирания элемента и схему загрузки его	По устойчивости см. п. 3.25 СНиП II-21-75
Размеры элементов; наличие трещин и повреждений	То	Пролет и высота элемента, размеры сечения, рабочая высота; осевое расстояние; высота и ширина трещины	По
Схема армирования	Несущая	Число, вид и расположение рабочей и конструктивной арматуры, наличие обрывов, отгибов, повреждений	См. [30]
Характеристики бетона	То	Остаточная прочность бетона, модуль деформации, теплофизические свойства и влажность бетона, защитный слой бетона	См. табл. 30
		Предел ползучести, потеря преднапряжения, предел текучести охваченной стали и другие свойства	См. табл. 36
	Температурные напряжения	Перепад температуры по сечению элемента	В ширительности
преднапряжения	Усилия	Постоянные, длительные, кратковременные и особые нагрузки	См. II-6-74; СН 482-76

железные по характерным сечениям, особенности продольного и поперечного армирования);

прочностные и деформативные свойства бетона и арматурной стали;

мощность огневого воздействия (характер и степень прогрева сечений в железобетонных элементах).

Степень напряженности элемента возрастает с ростом разрушительности пожара.

Напряженность элемента при одинаковой мощности огневого воздействия зависит от массивности сечения, коэффициента армирования, напряжений от внешней нагрузки, включая преднапряжение арматуры и температурных напряжений. За показатель напряженности сечения принимают отношение действующей нормативной нагрузки (продольная сила N^n или изгибающий момент M^n) к остаточной несущей способности N_{pl} или M_{pl} , т. е.

$$n_{\sigma} = N^n / N_{pl} \text{ или } n_{\sigma} = M^n / M_{pl}.$$

Сравнительную оценку работоспособности несущих железобетонных конструкций производят по следующим критериям:

относительной температуре нагрева арматурной стали и бетона соответственно:

$$\theta_a = t_a / t_{a.кр} \text{ и } \theta_b = t_b / t_{b.кр};$$

коэффициентам изменения прочности относительно первоначальной для арматуры и бетона соответственно

$$m_{at} = R_{at}^n / R_a^n \text{ и } m_{bt} = R_{bt}^n / R_{прt}^n;$$

относительной площади рабочего сечения

$$f_a = F_a / F_b;$$

отношению относительной высоты сжатой зоны граничному значению

$$\eta_x = \xi_t^* / \xi_R;$$

относительному суммарному напряжению в стержнях арматуры и слоях сечения бетона

$$\zeta_a^* = \sigma_{at} / R_a^n \text{ и } \zeta_b^* = \sigma_{bt} / R_{прt}^n.$$

В приведенных формулах t_a и t_b ; $t_{a.кр}$ и $t_{b.кр}$ — соответственно температура нагрева и критическая температура арматуры и бетона; F_a и F_b — площади ядра сечения, поврежденного огнем элемен-

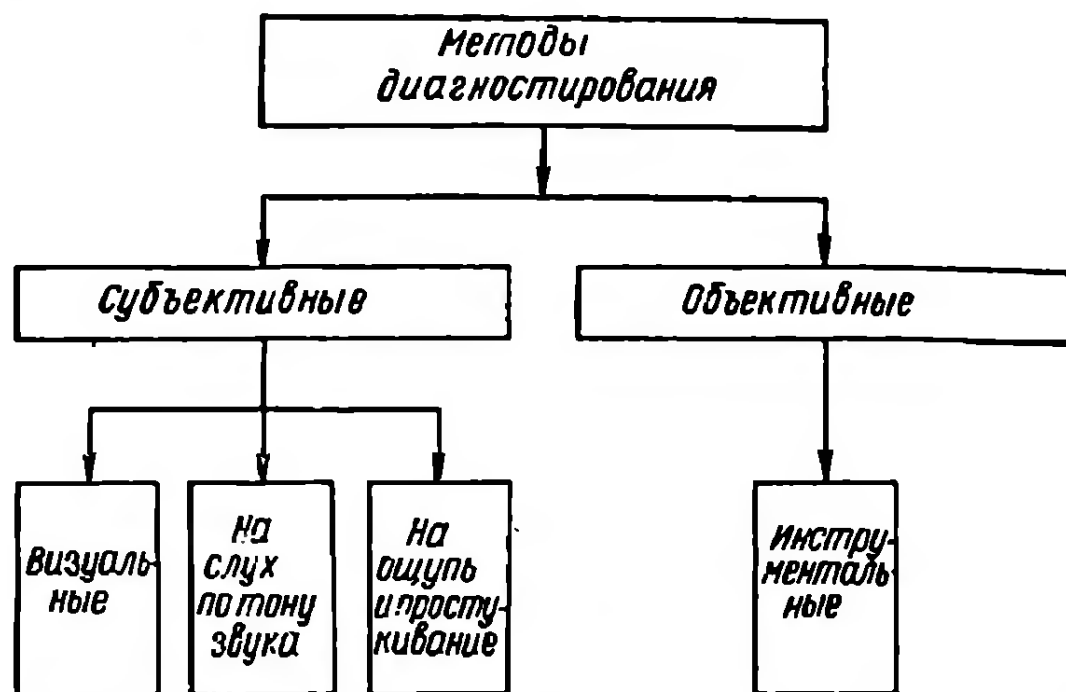
та и площадь сечения элемента до огневого воздействия; ξ_r^* и ξ_R — соответственно относительная высота сжатой зоны бетона сечения элемента, поврежденного огнем; σ_{ar} и σ_{br} — соответственно суммарные напряжения (от внешней нагрузки и воздействия температуры) в арматуре и бетоне элемента после огневого воздействия на него.

3. Методы диагностирования технического состояния железобетонных конструкций

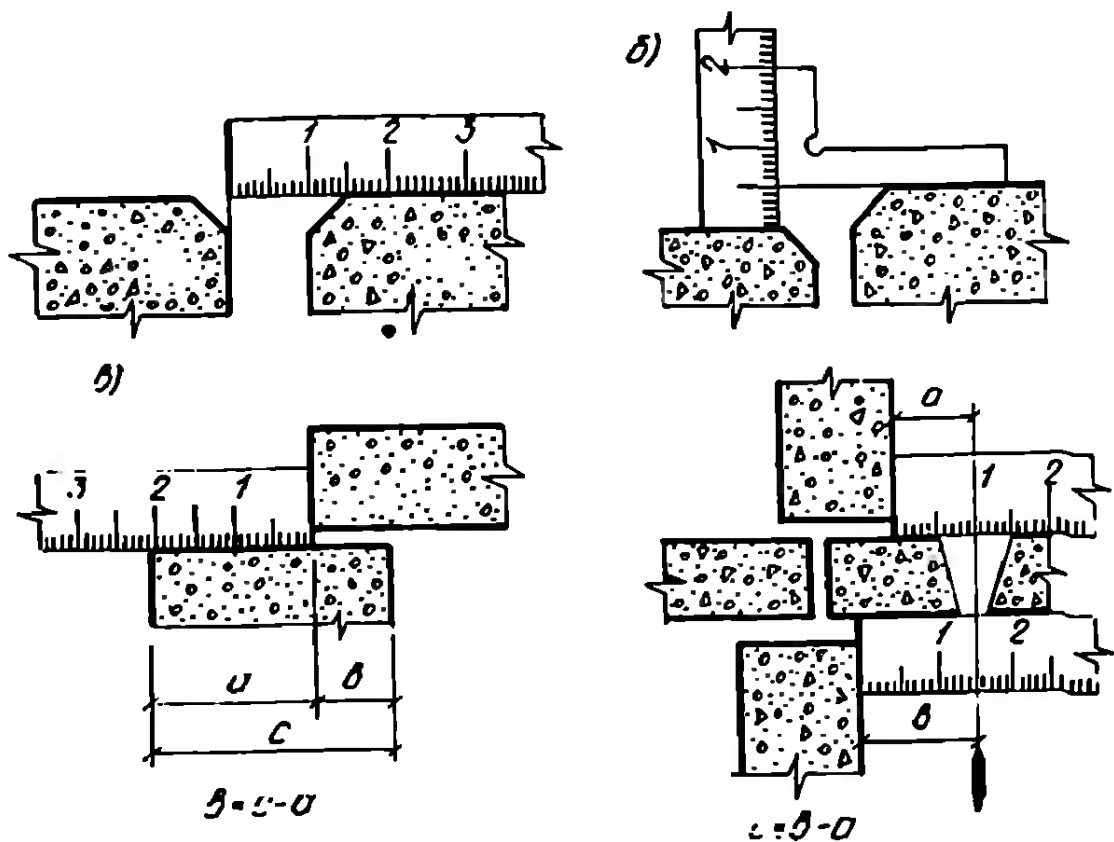
При оценке состояния железобетонных конструкций, поврежденных огнем, применяют субъективные и объективные методы освидетельствования (рис. 39).

К субъективным методам относят визуальный метод и определение состояния бетона и арматурной стали при простукивании по звуку и на ощупь. Визуальный метод позволяет обнаружить нарушение узлов, соединений и сочленений элементов; трещины, прогибы и повреждения железобетонных конструкций, определить характер огневого воздействия на строительные конструкции, температуру на поверхности строительных конструкций по изменению их цвета, наличие копоти и другим признакам.

На слух, по характерному треску деформирующихся частей здания, обнаруживают поведение конструкций в аварийной зоне перед обрушением. Ощупыванием поверхности определяют сцепление прогретых слоев бетона с ядром сечения. Субъективные методы применяют в сочетании с простейшими средствами для предварительной оценки состояния конструкций. С помощью молотка устанавливают глубину прогрева сечения элемента, состав бетона и состояние его компонентов после воздействия высоких температур. Для измерения размеров сечений конструкций, уступов, зазоров, площадок опирания используют складные метры, металлические линейки, шаблоны, щупы, штангенциркули (рис. 40).



39. Классификация методов диагностирования строительных железобетонных конструкций



40. Измерение малых линейных величин

a — зазоров; *b* — уступов; *c* — площадки опирания; *г* — *c*

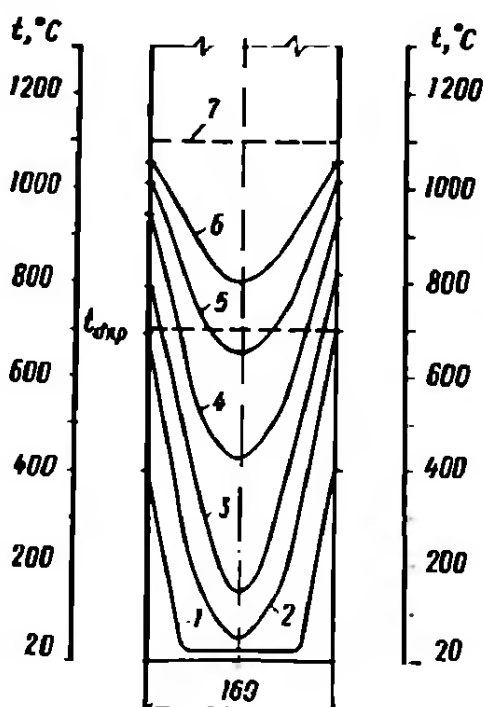
Объективные методы предусматривают использование измерительных приборов. Они позволяют получить более точные результаты, по сравнению с субъективными. Для определения степени нагрева тел в процессе огневого воздействия используют пирометры. С помощью оптических приборов выявляют разрывы материалов строительных конструкций, усадочные, осадочные, температурные и деформационные трещины, прогары и коробления, последствия огневой эрозии бетона и стали, следы взрывообразного разрушения бетона, расслоения, откол, нарушения сплошности, включения инородных тел, внутренние напряжения, изменения структуры арматуры и бетона, отклонения от заданной формы и т. п. Геодезическими приборами определяют остаточные прогибы, перекосы, отклонения от вертикали и смещения конструкций.

Для определения ширины раскрытия трещин пользуются микроскопом МИР-2 с отсчетной окулярной шкалой, он имеет 19—33-кратные увеличения, предел измерения 0,01—6 мм, массу 0,3 кг, габаритные размеры 134×67×34 мм.

Микроскоп МИР-2 устанавливают вплотную на поверхность конструкции. Для определения ширины раскрытия трещины отсчитывают число делений на шкале окуляра по границам трещины. Цена деления микроскопа зависит от изменения расстояния между верхними и нижними рисками тубуса объектива и окуляра, поэтому число делений умножают на цену деления шкалы, соответствующей данной длине тубуса.

Микроскоп применяют также и для контроля за развитием трещин. Для этого наносят риску перпендикулярно трещине и регулярно проводят измерения ее ширины. Наиболее удобен для этой работы микроскоп МПБ-2.

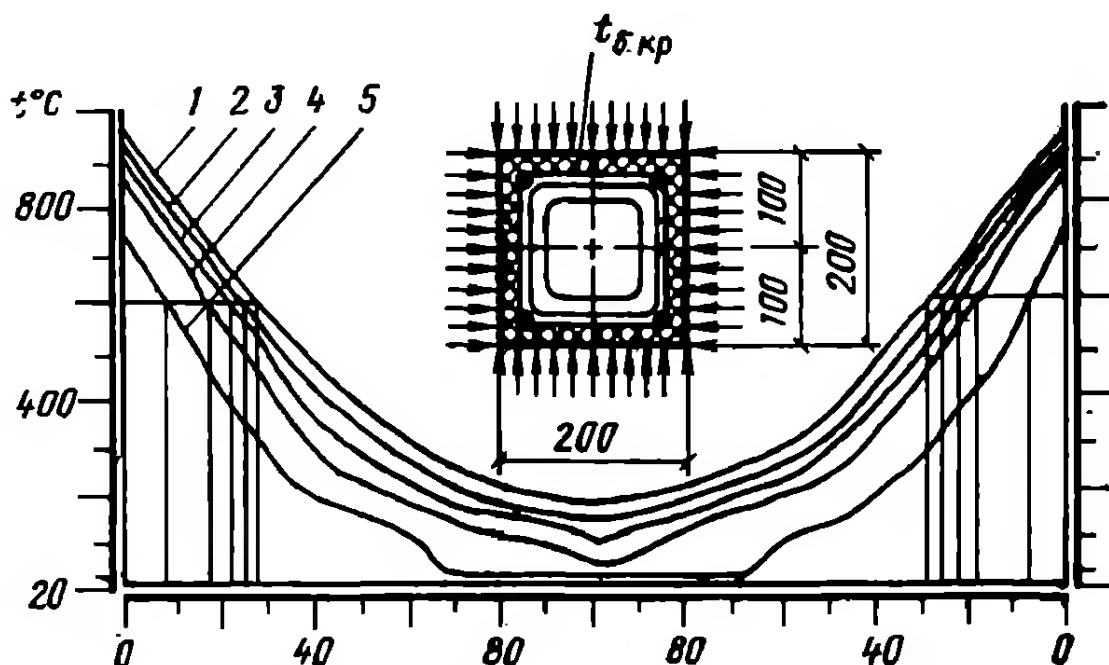
Характер и степень прогрева сечений железобетонных элементов во время пожара и непосредственно после него зависят от длительности огневого воздействия; формы, размеров и массивности сечения; вида обогрева (числа обогреваемых сторон) сечения; теплофизических характеристик бетона; тепловой инерции прогрева.



41. График изменения температуры в стене толщиной 160 мм, обогреваемой с двух противоположных сторон огнем стандартного пожара (тяжелый бетон на известняковом заполнителе объемной массой $\gamma = 2330 \text{ кг/м}^3$, влажностью $w_c = 2\%$)

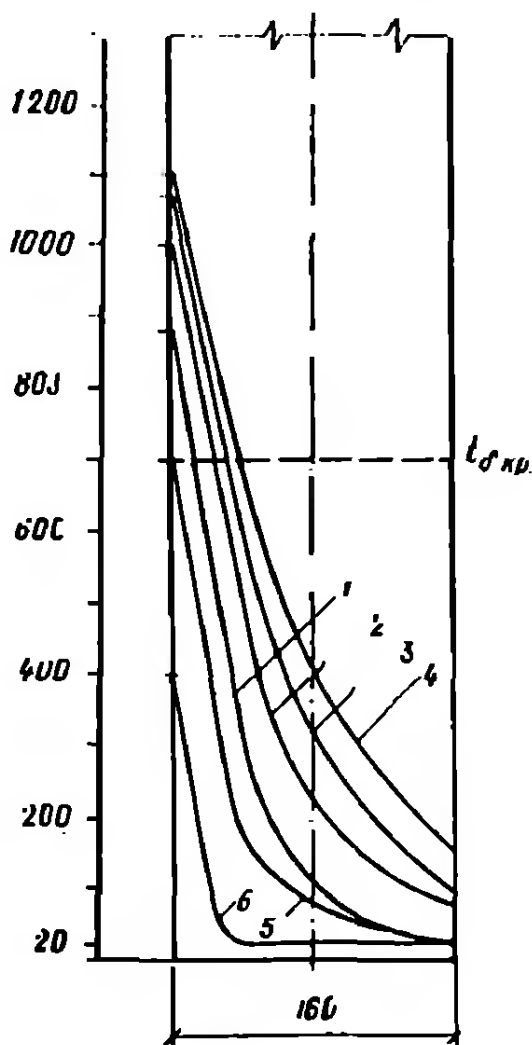
Эксперт, как правило, решает задачи нестационарной теплопроводности при нагревании сечений элементов. Температура в толщине стенки, обогреваемой при пожаре симметрично (с двух противоположных сторон) изменяется следующим образом (рис. 41): в начале после 0,1 ч нагреваются поверхностные слои в стенке (линия 1), затем тепловой импульс проникает в толщу сечения и через 0,5 ч достигает середины стены (линия 2). С увеличением длительности от 1 до 4 ч огневого воздействия температура во всех точках стены повышается (линии 3—6) и, наконец, стенка по всей толщине прогревается до температуры среды пожара (линия 7) [2, 21].

Аналогично изменяется температура в прямоугольных сечениях железобетонных колонн, элементах ферм при симметричном



42. График изменения температуры в железобетонном элементе (колонна сельскохозяйственного здания сечением $200 \times 200 \text{ мм}$), обогреваемом с четырех сторон (тяжелый бетон на известняковом щебне, $t_{б.кр} = 600^\circ\text{C}$)

1—5 — температуры прогрева толщины элемента после огневого воздействия «стандартного пожара» длительностью соответственно 1—5 ч



43. График изменения температуры в стене толщиной 160 мм, обогреваемой с одной стороны огнем стандартного пожара (бетон тяжелый на известняковом заполнителе объемной массой 2 250 кг/м³, влажностью 2%)

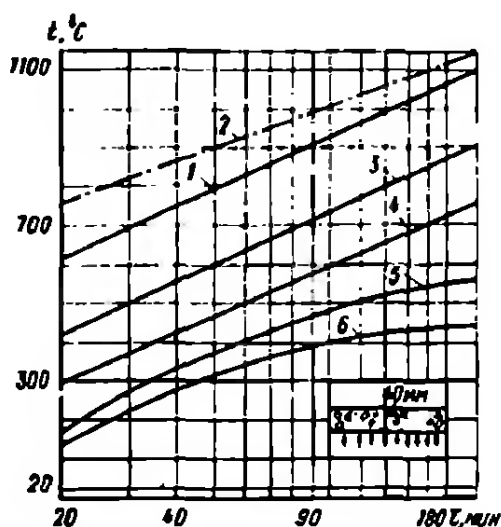
1—6 — температуры прогрева стены после огневого воздействия длительностью соответственно 1—4 и 0,5 и 0,1 ч

периментальным изотермам. Второй способ более прост и удобен. В настоящее время для некоторых конструкций разработаны графики прогрева сечений.

Для неограниченных пластин (сечений плит, стен и т. п.) толщиной 40—160 мм графики прогрева, построенные в полулогарифмической сетке, приведены на рис. 44—46. Изотермы прогрева продольных ребер железобетонной плиты после огневого воздействия длительностью 0,5 и 1 ч приведены на рис. 47.

Для круглых и прямоугольных сечений элементов температуры двумерного поля определяют по формуле (5). Влияние тепловой инерции на последующий рост температуры по толщине сечения учитывают, вводя коэффициент m_{63}^0 .

Глубина бетона, достигшего состояния полной термической деструкции, зависит от толщины прогрева сечения до критической температуры (500—700°C). Определение толщины полностью разру-



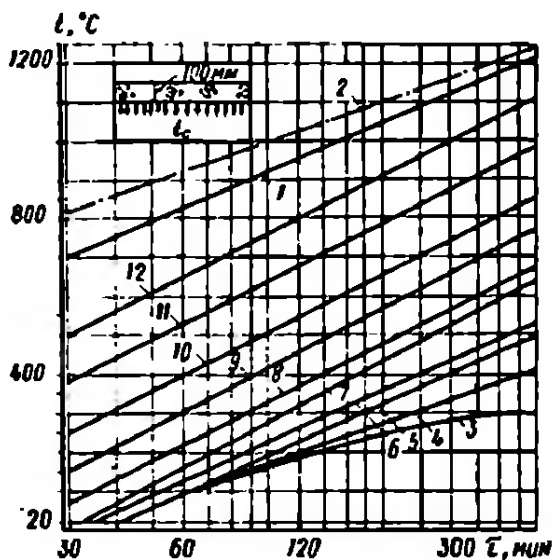
44. График прогрева сплошной плиты толщиной 40 мм при одностороннем огневом воздействии стандартного пожара (бетон на известняковом заполнителе объемной массой 2 250 кг/м³, влажностью 2%)

1 и 6 — температура на необогреваемой и обогреваемой поверхностях плиты; 2 — изменение температуры при огневом воздействии стандартного пожара; 3—5 — температура в толщине плиты на расстоянии соответственно 10, 20 и 30 мм от обогреваемой поверхности

обогреве с четырех сторон (рис. 42). В ядре сечения в этом случае температура повышается быстрее, так как теплота подводится по всему периметру колонны. Наиболее интенсивно прогреваются углы сечения элемента.

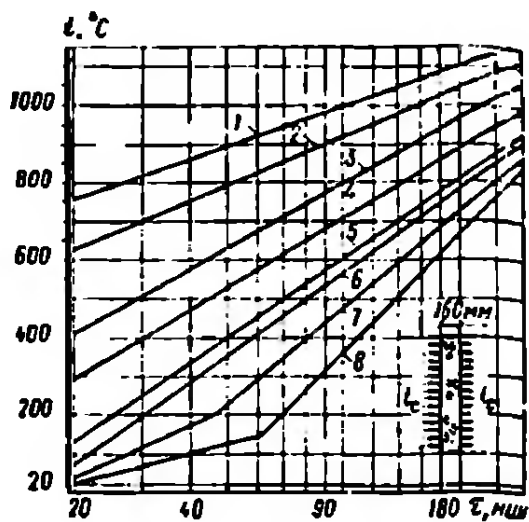
Характер изменения температуры при обогреве элемента с одной стороны показан на рис. 43.

Температуру прогрева в сечениях железобетонных конструкций определяют расчетом или по экс-



45. График прогрева сплошной плиты толщиной 100 мм при одностороннем огневом воздействии стандартного пожара (бетон на известняковом щебне объемной массой 2 250 кг/м³, влажностью 2%)

1 и 3 — температура соответственно на обогреваемой и необогреваемой поверхности плиты; 2 — температура внутренней среды стандартного пожара; 4—12 — температура в толщине плиты на расстоянии соответственно 90, 80, 70, 60, 50, 40, 30, 20, 10 мм от обогреваемой поверхности



46. График прогрева неограниченной пластины толщиной 160 мм (двухсторонний обогрев, бетон на гранитном заполнителе, объемной массой 2 330 кг/м³, влажностью 2%)

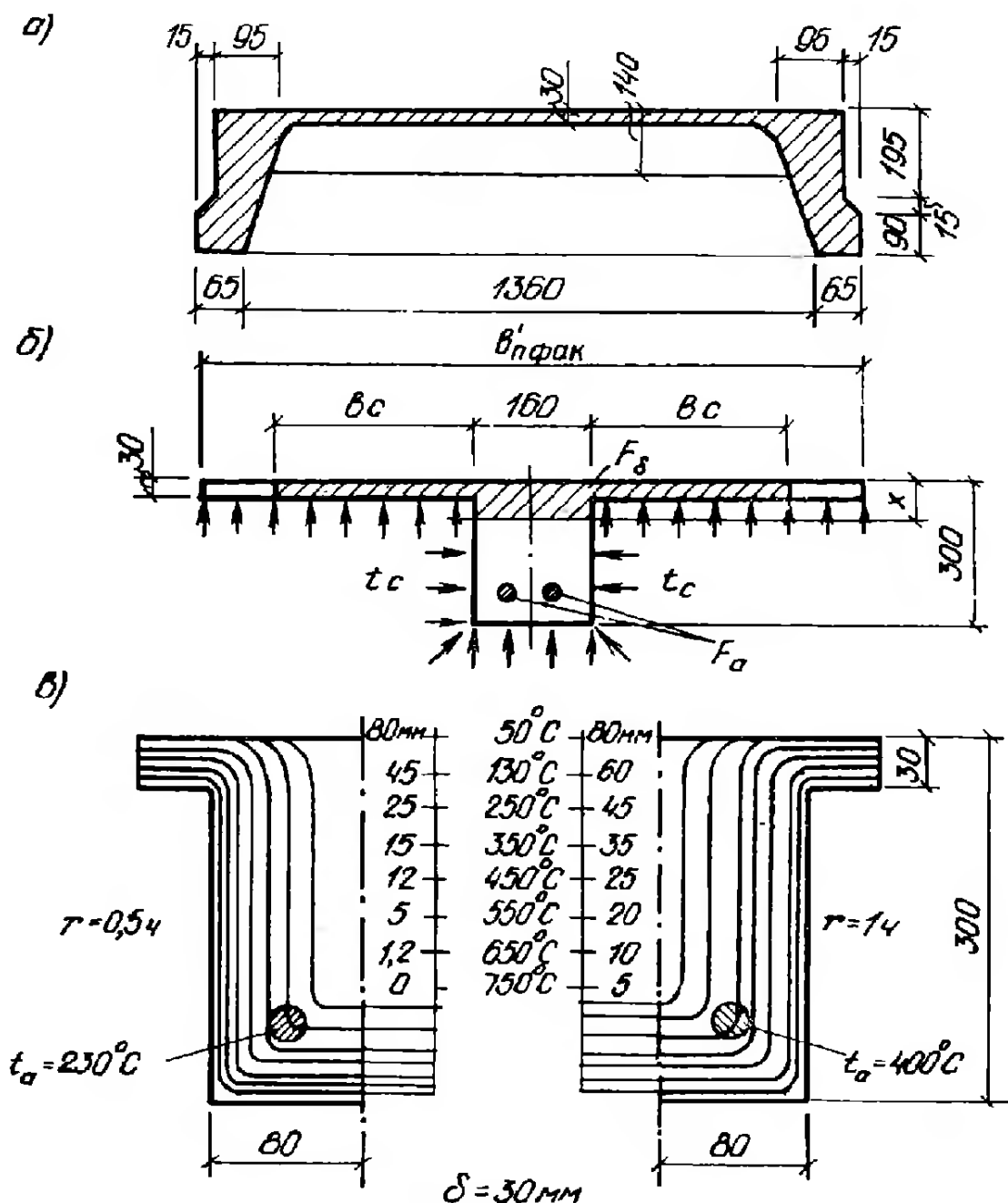
1 и 2 — температура среды стандартного пожара и на обогреваемой поверхности конструкции; 3—7 — температура в толщине пластины на расстоянии соответственно 10, 20, 30, 40 и 60 мм от обогреваемой поверхности; 8 — температура в центре сечения пластины (80 мм)

иенного бетона в сечении элемента может быть проведено косвенно, по параметрам состояния, и прямым освидетельствованием измерительными инструментами: масштабной линейкой, штангенциркулем, рулеткой. Преимущество прямого измерения состоит в получении результатов с меньшей погрешностью; его недостаток — большая трудоемкость, нарушение целостности конструкций. Например, после затяжного пожара глубину термической деструкции бетона целесообразнее оценить в зависимости от длительности огневого воздействия, а не непосредственным измерением слоя поврежденного бетона, так как во втором случае приходится откалывать бетон, заключенный в арматурных каркасах, до нужной глубины, что сделать очень трудно. Косвенно участки термической деструкции бетона могут быть определены по цвету прогретого бетона, на слух, на ощупь.

Субъективные методы освидетельствования позволяют прежде всего охарактеризовать качественное отклонение прочности бетона от первоначального. Количественная оценка глубины прогрева сечения субъективными методами иногда приводит к ошибкам в определении рабочего сечения элемента из-за неточного установления основных параметров огневого воздействия на исследуемую конструкцию.

Вертикальные прогибы строительных конструкций измеряют с помощью нивелира, индикатора, прогибомера, гидравлических уровней, штанговых приборов.

Нивелир устанавливают на неподвижном основании так, чтобы можно было наблюдать за всеми намеченными для контроля

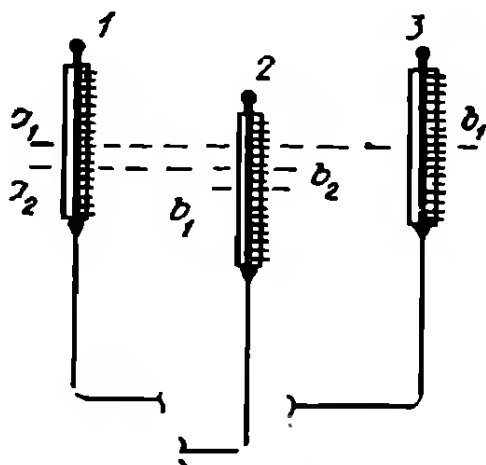


47. Прогрев продольных ребер железобетонной плиты покрытия размером в плане 1,6×6 м (бетон тяжелый на известняковом заполнителе, осевое расстояние 30 мм)

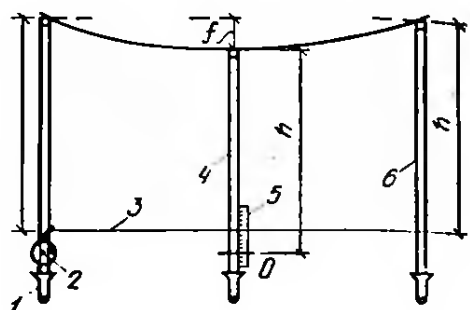
а — поперечное сечение; б — расчетное сечение;
огневого воздействия длительностью 0,5 и 1 ч

точками здания и строительных конструкций. Если наблюдение за всеми точками нельзя выполнить с одной стоянки нивелира, прибор переносят с одной позиции на другую.

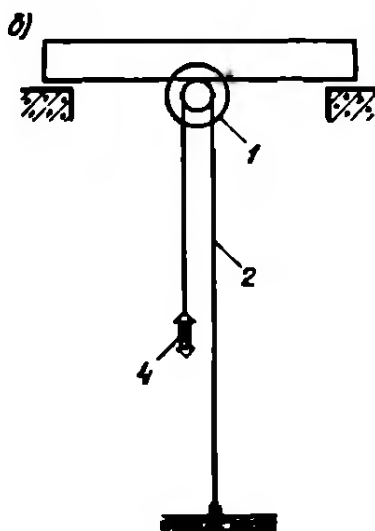
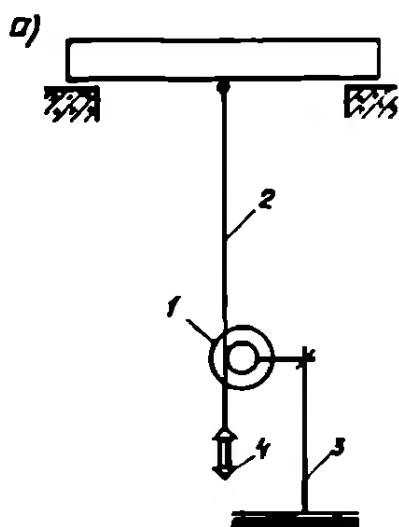
Цилиндр 1 гидравлического уровня (рис. 48) крепят к опорному сечению конструкции. Цилиндр 2 подносят к цилиндру 1 и производят отсчет (начало измерений a_1-b_1). Передвигая измерительную головку по низу конструкции снимают отсчеты в характерных точках (например, в середине пролета). При наличии остаточного прогиба головка опустится и жидкость (подкрашенная вода) займет новое положение a_2-b_2 . Размер прогиба определяют по выражению $f=(a_1-a_2)+(b_2-b_1)$. Гидравлические уровни целесообразно применять при измерении прогибов в стесненных условиях.



48. Схема измерения прогиба гидравлическим уровнем



искрив-
конструкций



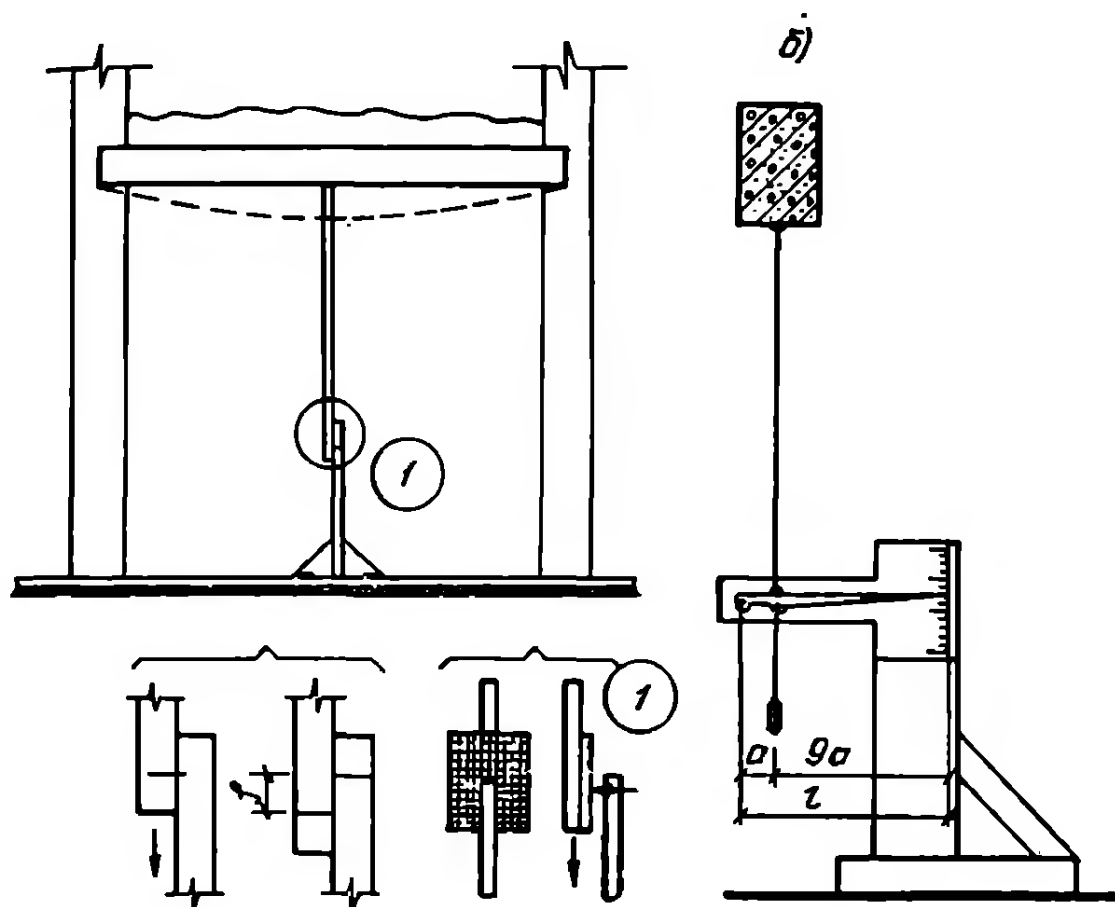
50. Схемы установки прогибомеров

а — крепление прогибомера к неподвижной опоре; б — то же, к строительной конструкции; 1 — прогибомер; 2 — стальная проволока диаметром 0,2—0,3 мм; 3 — штатив; 4 — груз для натяжения проволоки

Штанговым прибором ШП-3 проверяют прогибы и искривления строительных конструкций. Прибор состоит из трех тарированных штанг длиной 1,2 м. Капроновую нить привязывают к двум штангам в точках, расположенных на одинаковой высоте от их измерительных головок. На среднюю штангу прикрепляют шкалу для отсчета. Нулевое деление шкалы должно быть расположено на одинаковом расстоянии от измерительных головок спаренных нитью штанги. В помещениях высотой более 3 м используют удлиненные штанги (рис. 49). Погрешность в измерениях прогибов до 6 м не превышает 2 мм. Прибор может быть изготовлен в строительных мастерских объекта [42].

Наблюдение за поведением конструкций необходимо для определения возможности дальнейшей безопасной работы здания, поврежденного пожаром. Прогрессирующие прогибы конструкций измеряют через установленные промежутки времени приборами, указанными выше, а также индикаторами часового типа и простейшими приспособлениями (например, прогибомерной линейкой). Наибольшая точность измерения обеспечивается прогибомерами системы Анстова, Емельянова, Максимова и др. Во время работы прогибомер соединяют с исследуемой конструкцией стальной проволокой (рис. 50).

Индикаторами (контактными приборами) измеряют перемещения в пределах 5—50 мм. При обработке показаний прогибомеров перемещение заданной точки конструкции определяют по формуле $\Delta = km\Delta N$, где k — поправочный коэффициент (указан в паспорте



прибора); m — цена деления шкалы; ΔN — разность показаний по шкале после предыдущего и последующего отсчета.

Простейшим приспособлением для измерения прогибов могут служить две рейки. Одна из них прикреплена к элементу конструкции, другая — к неподвижному основанию (рис. 51,а).

Для измерений, требующих большей точности (0,2—0,3 мм), изготовляют простейший прогибомер со стрелкой в виде рычага (рис. 51,б). Длину l стрелки (от оси вращения до свободного конца) принимают 500 мм. На расстоянии $a=0,1l$ от оси на стрелке пробивают два отверстия. В верхнем закрепляют стальную проволоку, соединенную с элементами конструкции, в нижнем — проволоку с грузом. На продолжающийся прогиб конструкции указывает передвижение свободного конца стрелки. При этом размер перемещения исследуемой точки увеличен в 10 раз.

В процессе детального осмотра поврежденные огнем конструкции тщательно освидетельствуют. Основной задачей освидетельствования несущих железобетонных конструкций является определение их состояния и оценки особенностей работы конструкций в условиях огневого воздействия и после пожара. Освидетельствование железобетонных конструкций включает в себя следующие работы: визуальный осмотр конструкций здания по зонам огневого воздействия; инструментальную проверку размеров конструкции и сечений отдельных элементов; фиксирование обнаруженных повреждений и дефектов конструкций; обработку полученных результатов.

При визуальном осмотре частей здания уточняют границы уча-

стков повреждений огнем конструкций; состояние защитных покрытий; наличие отколов защитного слоя бетона; обрывы арматурных стержней; участки нарушенного сцепления арматуры с бетоном; месторасположение, характер и причину появления трещин. Освидетельствование конструкций осуществляют до их промывки, побелки, окраски, оштукатуривания и других работ, выполнение которых затрудняет осмотр поверхностей отдельных элементов.

Сложности при осмотре создает также наличие на поверхности конструкций копоти и пыли. Известны случаи, когда из-за сильной закопченности поверхностные температурно-усадочные трещины в защитном слое бетона ошибочно принимались за трещины аварийного характера и производилось срочное и чрезмерное усиление элементов стропильных ферм покрытия. В других случаях вследствие значительного слоя копоти после пожара не просматривались трещины, свидетельствующие об аварийном состоянии конструкций, и не принимались меры по предотвращению их обрушения.

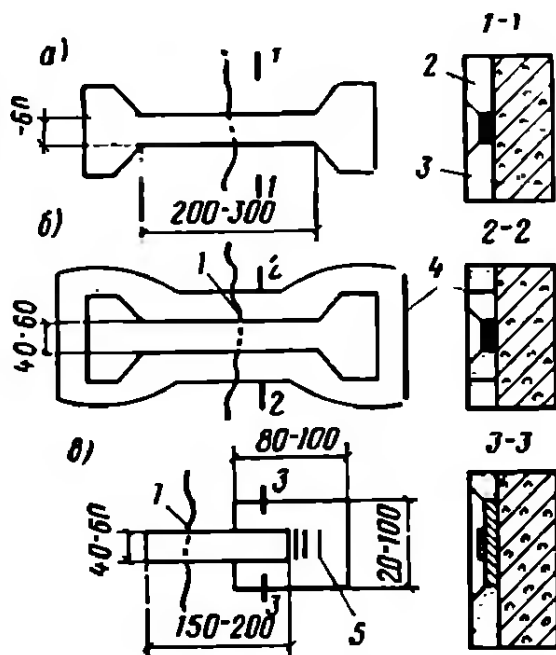
По результатам визуального осмотра составляют программу инструментального обследования конструкций. При этом проверяют геометрическую схему конструкции: полную длину, расчетный пролет, высоту в расчетных сечениях, остаточный прогиб, наличие искривлений и др. Полученные данные о схеме конструкции и геометрических размерах сверяют с проектом и строительными нормами.

Особое внимание уделяют измерениям сечений железобетонных элементов, поврежденных огнем. Сначала измеряют размеры сечений на участках элементов без отколов и отслоений поверхностных слоев бетона. Затем определяют толщину разрушенного слоя бетона. Она характеризуется глубиной прогрева сечений до критической температуры нагрева бетона (для массивных сечений 500—600°C, для тонкостенных 600—700°C). В массивных сечениях прогретые слои бетона имеют поверхностные температурно-усадочные трещины, глубина которых обуславливает степень уменьшения размеров рабочего сечения элемента. При простукивании молотком углов конструкции поврежденный огнем слой бетона легко откалывается.

При освидетельствовании железобетонных конструкций, прогретых выше критической температуры, возможна ошибка в определении толщины поврежденного слоя бетона. Так, у тонкостенных конструкций, у которых все сечение прогрето выше критической температуры (перекаленный бетон), при простукивании молотком бетон по всему сечению с большим трудом разрушается. Также затруднено откалывание бетона при простукивании молотком в ядре сечения массивного элемента, охваченного арматурными каркасами (влияние эффекта обоймы). В этом случае толщину поврежденного огнем бетона лучше определять сверлением или откалыванием с применением зубила. При простукивании молотком быстро отслаивается лишь защитный слой бетона.

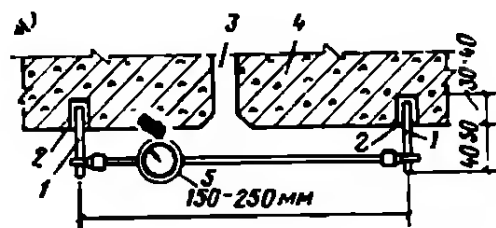
В процессе инструментальной проверки железобетонных конструкций, выявляют также фактическое число арматурных стержней, их диаметр, схему расположения, толщину защитного слоя бетона. Диаметры стержней и расстояния между ними измеряют в местах ее обнажения, удаляя поврежденный слой бетона в характерных сечениях. Результаты осмотра и обмера конструкции фиксируют фотографированием, составлением разверток поверхностей и видов конструкций (сбоку, сверху, снизу, с торца), зарисовками отдельных узлов и участков. Характерные трещины и повреждения описывают на развертках поверхностей.

Для работы конструкции опасны сквозные развитые (более



52. Маяки для наблюдения за развитием трещин

а — гипсовый; б — стеклянный; в — металлический; 1 — трещина в конструкции; 2 — штукатурка (покраска); 3 — конструкция здания; 4 — алебастровый раствор; 5 — ригели



53. Схема установки реперов и измерения деформаций мессурой
1 — репер; 2 — цементно-песчаный раствор или алебастр; 3 — трещина, зазор; 4 — обследуемая конструкция; 5 — индикатор часового типа

0,3 мм) трещины. При обнаружении таких трещин выясняют их причину и характер, наблюдение за развитием трещины ведут с помощью маяков из гипса, цемента, стекла и стали (рис. 52) или реперов. Маяки устанавливают на очищенной от штукатурки поверхности. На каждой контролируемой трещине устанавливают два маяка: в месте максимального

раскрытия и в ее конце. Маяку присваивают номер и фиксируют дату установки. Результаты наблюдений заносят в специальный журнал. Образование трещин в маяках свидетельствует о развитии трещин в конструкциях [37].

Реперы представляют собой стержни длиной 60—80 мм с шариками или со сточенными углублениями (полусферами). Расстояние между реперами измеряют переносной мессурой с ценой деления 0,1 мм. Для заделки репера в бетоне высверливают отверстие диаметром 10—12 мм, глубиной 30—40 мм. Реперы заделывают цементно-песчаным раствором, внутри помещений — алебастром (рис. 53).

4. Особенности методики натурных испытаний элементов железобетонных конструкций после пожара

Необходимость испытаний железобетонных конструкций, поврежденных огнем, вызывается тем, что при расчетах не всегда возможно учесть все факторы, влияющие на работу конструкций. В результате натурных испытаний получают более достоверные данные о фактической прочности, жесткости, трещиностойкости и огнестойкости поврежденных огнем элементов конструкций. По результатам испытаний устанавливают возможность дальнейшей эксплуатации строительных конструкций после пожара; определяют остаточную несущую способ-

ность элементов конструкций при изменении свойств бетона и арматуры от температуры нагрева (учесть которую в расчете невозможно) и несущую способность поврежденных конструкций после восстановления.

Для уточнения границ зон повреждения испытания железобетонных элементов после пожара определение остаточной несущей способности конструкций проводят по участкам здания.

Испытания выполняют специальные лаборатории. Цель испытания указывают в техническом задании. Испытания могут быть двух видов: пробной нагрузкой без разрушения элементов и на специальном стенде до разрушения. Организация испытаний включает выбор вида испытания, отбор элементов конструкций, освидетельствование их перед испытанием, составление рабочей программы и подготовку оборудования для проведения этих работ [12, 45].

Порядок отбора и число железобетонных образцов для испытания определяются программой работ. Образцы отбирают с намеченных при осмотре участков повреждения. Если необходимо уточнить границы зоны демонтажа конструкций, образцы отбирают на стыке аварийной зоны и участков сильных и слабых повреждений.

При оценке остаточных характеристик железобетонных элементов по участкам повреждений здания для испытания выбирают элементы, находившиеся в каждой зоне интенсивности пожара, на границе зон. Данные испытаний наиболее поврежденных железобетонных образцов распространяют на все элементы исследуемого участка повреждений. С одного участка обычно берут три экземпляра образцов. За основу оценки принимают близкие результаты двух испытаний. Если при испытании конструкций с более тяжелыми повреждениями получены удовлетворительные результаты, от испытания менее поврежденных конструкций можно отказаться.

При подготовке демонтируемой конструкции к испытанию состояние бетона и арматуры железобетонных образцов, поврежденных огнем, определяют косвенными методами. На конструкциях участка обрушения выявляют размещение арматуры по сечению, ее вид и диаметр, порядок демонтажа элементов устанавливают таким образом, чтобы обеспечить их сохранность. Остаточные преднапряжения в арматуре оценивают с учетом потерь из-за усадки, ползучести и воздействия температуры.

После этого проводят натурное освидетельствование отобранных элементов, которое заключается в проверке размеров элемента в его характерных сечениях, обнаружении повреждений и дефектов.

Выбор приборов и мест их установки зависит от задач испытания. Измерительные приборы устанавливают в расчетных сечениях, на арматуре в местах откола защитного слоя при огневом воздействии, на сжатом бетоне в местах интенсивного воздействия пламени или омывания продуктами горения.

При оценке жесткости элементов, например ферм, иногда необходимо получить кривую прогибов по всей длине элементов. Для этого прогибомеры устанавливают под каждым узлом нижнего пояса фермы.

Поскольку поврежденный огнем защитный слой бетона нередко отслаивается до разрушения конструкции, при определении прочности его сцепления приборы лучше размещать в середине, а не на углах элемента.

При оценке деформаций железобетонных конструкций перед испытанием каждого образца определяют его остаточный температурный прогиб, так как конструкции одного и того же типа могут по-разному обогреваться при пожаре. Остаточные прогибы у конструкций с преднапряжением арматуры или без него также существенно отличаются.

После демонтажа поверхность железобетонных элементов очищают от пыли, грязи и сажи скребками или стальными щетками. Особо тщательно обрабатывают места установки механических приборов и наклейки тензорезисторов. Подготовленный к испытанию элемент крепят в устойчивом положении на стенде и белят раствором мела или извести. Остальные подготовительные работы производят как для неповрежденных огнем элементов [12, 45].

Для проведения испытаний обычно устраивают временные стенды в помещениях здания, не поврежденных пожаром, так как при транспортировании на постоянные стенды испытательных лабораторий железобетонные элементы, демонтированные с участков сильных повреждений, часто разрушаются.

Контрольную нагрузку, т. е. заранее назначенную нагрузку, которую должны выдержать образцы конструкций при выборочном испытании согласно ГОСТ 8829—77, получают, используя гидравлические домкраты, кирпич, бетонные блоки. Приложение нагрузки должно осуще-

ствляться плавно, без толчков и ударов. Это легко достигается при работе с гидравлическими домкратами.

Трещины при испытании железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию, возникают гораздо быстрее, чем у неповрежденных образцов вследствие резкого снижения сопротивления бетона растяжению после нагрева. Особенно интенсивно возрастают прогибы в железобетонных элементах на первых этапах нагружения.

Для представления о причинах и характере разрушения поврежденных огнем элементов после их испытания производят отбор проб бетона и арматуры. При отборе проб определяют схему расположения, число и вид арматуры, толщину защитного слоя бетона в исследуемых сечениях. Отобранные пробы материалов железобетона испытывают в лабораторных условиях.

Испытание конструкций после пожара является специальным видом работ в строительстве, поэтому наряду с общими правилами техники безопасности (СНиП III-4-80) при проведении таких испытаний должны быть обеспечены следующие специальные мероприятия, обеспечивающие безопасность людей.

1. Испытания конструкций производятся под непосредственным руководством специально выделенного инженерно-технического работника объекта, на котором произошел пожар. К испытаниям допускаются лица, прошедшие специальный инструктаж на рабочих местах по безопасным методам ведения работ. Все лица, занятые непосредственно испытаниями, должны иметь удостоверения на производство монтажных работ. Рабочую площадку для испытаний размещают в хорошо освещенном месте и ограждают. Вокруг испытательного стенда должны иметься проходы шириной не менее 3 м. Запрещается проводить испытания конструкций без подмостей, упоров, подкладок и т. п. Особое внимание обращают на устройство страховочных опор в пролете испытываемого элемента, так как характер разрушения его может быть неожиданным. При тяжелых повреждениях в сжатой зоне изгибаемых элементов может произойти внезапное разрушение.

2. При испытании принимают меры по предотвращению обрушения испытываемой конструкции, загрузочных устройств и загружающих материалов. С целью предотвращения обрушения устанавливают страховочные опоры вблизи несущих опор и посредине пролета балочных конструкций или под свободным концом консоли; поддерживают минимально возможные по условиям испытания расстояния (2—5 см) между конструкцией и страховочными опорами для предотвращения удара в момент разрушения конструкции; закрепляют на основании, соединяют между собой или подвешивают к испытательной установке элементы загрузочных устройств; устанавливают предохранительные приспособления так, чтобы они не препятствовали свободному прогибу конструкции (примерно 1/40 пролета) до момента ее разрушения; выбирают испытательную площадку таким образом, чтобы исключалось колебание основания вследствие движения транспорта, вибрации, ударов, взрывов и др.

3. Перед началом испытания конструкций необходимо ознако-

нить испытательную группу с порядком проведения работ и с мерами безопасности; проверить крепление силового оборудования, состояние опорных участков конструкции, заземление и изоляцию электрооборудования и приборов, исправность гидросистемы, домкратов, стропов для подъема грузов, испытательного оборудования, приборов и приспособлений; наличие предупредительных знаков, исправность ограждений на испытательной площадке; закрыть доступ в зону испытаний посторонним лицам.

4. Испытания конструкций проводят в светлое время суток. При искусственном освещении испытания разрешается проводить в исключительных случаях, применяя комбинированное искусственное освещение: местное и общее. Применять только местное освещение запрещается.

5. Подходить к конструкции на первом этапе ее нагружения для осмотра и записи показаний приборов допускается не ранее чем через 1,5—2 мин после приложения очередной доли нагрузки. После достижения контрольной нагрузки по прочности к конструкции разрешается подходить только ответственному за проведение испытаний спустя 5 мин после приложения очередной доли нагрузки. Подход к конструкции запрещается при появлении признаков разрушения. Расстроповку штучных грузов при этом следует производить стационарно.

6. В процессе испытания постоянно наблюдают за состоянием конструкции, элементами стелла и положением загрузочных приспособлений, давлением масла в гидросистеме, шумами, издаваемыми конструкцией. При возникновении аварийной ситуации или при появлении одного из признаков разрушения испытания прекращают. Признаками аварийной ситуации являются перекос конструкции, опор, домкратов и траверс; местные деформации опор и искривление опорных пластин; выгиб конструкции; деформация силового стелла или его элементов; неисправность гидросистемы; угроза опрокидывания штучных грузов.

Конструкцию, достигшую предельного состояния, свидетельствующего, что сопротивление ее действию приложенной нагрузки исчерпано, разгружают сразу же после окончания испытаний.

В период испытания проводят анализ работы конструкции под нагрузкой. Опыты с железобетонными элементами, имеющими двузначную эпюру напряжений, показывают, что при постепенном увеличении внешней нагрузки проявляются три стадии напряженно-деформированного состояния. Стадия разрушения (стадия III) характеризуется относительно коротким периодом работы элемента, когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают предела текучести, а напряжения в бетоне сжатой зоны — временного сопротивления сжатию.

В работе конструкции по случаю I ее разрушение начинается по арматуре растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Такое разрушение носит пластический характер, который связан с текучестью продольной растянутой арматуры. Текучесть арматуры устанавливают по показаниям приборов (ин-

дикаторов, тензометров), а также по прогибу конструкции — более $1/m$ пролета. Различают текучесть физическую и условную.

Физическая текучесть продольной растянутой арматуры классов А-I, А-II, А-III, В-I и Вр-I характеризуется прогибом, превышающим $1/50$ пролета конструкции, а для консоли — $1/25$ вылета.

Условная текучесть арматуры классов А-IV, А-V, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II и К-7 характеризуется достижением прогиба, равного $1/m$ пролета конструкции, а для консоли — $2/m$ вылета консоли. При этом величину m определяют в зависимости от пролета l и высоты h конструкции по формуле $m = 2(40 - l/h) \geq 30$.

В элементах переармированных или со значительными повреждениями огнем сжатой зоны сечения разрушение происходит по бетону сжатой зоны (случай 2). Разрушение таких сечений носит хрупкий характер при неполном использовании растянутой арматуры. К случаю 2 относят разрушение элемента вследствие разрыва продольной растянутой арматуры, а также разрушение по сечениям, наклонным к продольной оси конструкции.

Случай разрушения характеризует контрольное значение коэффициента безопасности C . В 1-м случае $C = 1,4$; во 2-м случае $C = 1,6$.

Расчетную нагрузку по прочности поврежденного огнем элемента принимают не более разрушающей нагрузки $p_{\text{раз}}$, разделенной на коэффициент C , т. е. $p = p_{\text{раз}}/C$.

Остаточную прочность конструкции определяют по нагрузке, вызвавшей обрушение или один из признаков разрушения. В последнем случае конструкция становится непригодной для эксплуатации вследствие чрезмерного прогиба, выдергивания рабочей арматуры раскола торцов изгибаемых элементов, разрушения узлов ферм и т. п. [8, 38].

По отношению разрушающей нагрузки $p_{\text{раз}}$ к расчетной p определяют фактическое значение коэффициента $C_t = p_{\text{раз}}/p$.

Несущая конструкция признается удовлетворяющей требованиям проекта по прочности, если разрушение испытанных конструкций произошло при нагрузке, равной контрольной нагрузке по прочности или превышающей ее, т. е. $C_t \geq C$.

Потерю прочности конструкции после огневого воздействия определяют по формуле, %

$$\Delta M = 100 (M_{\text{раз}} - M_{\text{ост}}) / M_{\text{раз}},$$

где $M_{\text{раз}}$ и $M_{\text{ост}}$ — соответственно прочность конструкции, не подверженной огневому воздействию, и остаточная прочность конструкции после пожара.

Классификация железобетонных конструкций, поврежденных огнем, в зависимости от снижения их несущей способности после пожара приведена в табл. 44—47.

Контрольную нагрузку при проверке жесткости неповрежденных огнем конструкций принимают равной расчетной нагрузке, при которой вычислены прогибы конструкции (ГОСТ 8829—77).

Необратимую потерю начальной жесткости, %, и необратимый относительный прогиб в середине пролета конструкции, поврежденной огнем, определяют по формулам:

$$\Delta B = 100 (f_{\text{изм}} - f_{\text{пред}}) / f_{\text{пред}}; \quad \delta = (f_{\text{ост}} - f_{\text{нач}}) / l,$$

где $f_{\text{изм}}$ — прогиб остывшего и разгруженного элемента конструкции, измеренный после выдержки под контрольной нагрузкой по проверке жесткости, мм; $f_{\text{пред}}$ — предельно допустимый прогиб, установленный нормами проектирования, мм; $f_{\text{ост}}$ — остаточный прогиб конструкции, нагруженной эксплуатационной (нормативной) нагрузкой после ее охлаждения, мм; $f_{\text{нач}}$ — начальный прогиб неповрежденной огнем конструкции от нормативной нагрузки, мм; l — расчетная длина (пролет) конструкции, мм.

Предельные увеличения кривизны и остаточных прогибов поврежденных огнем железобетонных конструкций, характеризующие возможность их использования для дальнейшей эксплуатации, приведены в табл. 48—49.

Трещиностойкость железобетонных конструкций оценивают по образованию трещин и ширине их раскрытия. Конструкции, в которых не допускается появление трещин в условиях эксплуатации, признают годными, если нагрузка при появлении первой трещины была не менее контрольной. Для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования I категории, контрольная нагрузка равна расчетной нагрузке ($n > 1$). Конструкции, к трещиностойкости которых предъявляются требования II и III категорий, признают годными, если при контрольной нагрузке ширина раскрытия трещин не превышает контрольную. В этом случае контрольная нагрузка равна нормативной ($n = 1$). Контрольную ширину раскрытия трещин при испытании принимают в

зависимости от предельно допустимой ширины кратковременного раскрытия трещин, установленной нормами:

Предельно допустимая ширина кратковременно- го раскрытия трещин, мм	0,05	0,1—0,15	0,2—0,25	0,3	0,4
Контрольная ширина раскрытия трещин, мм	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25

Во время испытания конструкций на трещиностойкость каждая доля загрузки не должна превышать 10% контрольной нагрузки по образованию трещин. После приложения 90% контрольной нагрузки каждая последующая доля, вплоть до появления трещин, должна составлять не более 5% этой нагрузки. Выдержка после каждой доли нагрузки 10 мин. Выдержка под контрольной нагрузкой не менее 30 мин. Ширину раскрытия нормальных к оси конструкции трещин измеряют на уровне нижнего ряда арматуры, ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси,— в местах их максимального раскрытия.

Оценку огнестойкости конструкций производят по трем группам показателей (предельным состояниям) [10]. Предельные состояния I группы характеризуют разрушения конструкций в условиях огневого воздействия и непосредственно после пожара, II группы — пригодность конструкций к дальнейшей эксплуатации, III группы — потерю огнепреграждающей способности. Строительные нормы учитывают только одно предельное состояние — полное разрушение (обрушение) конструкций. Однако длительность сопротивления конструкции огневому воздействию до полного ее разрушения имеет значение только для одной зоны — зоны обрушения здания, конструкции которой обычно подлежат полной замене. К конструкциям, примыкающим к очагу поражения, предъявляются требования сохранности, и в каждом случае разрешается вопрос допуска их к повторной эксплуатации.

Необходимо учитывать две исходные величины, которые характеризуют огнестойкость железобетонных конструкций по снижению несущей способности: 1) время до полного разрушения в условиях огневого воздействия (показатели I группы); 2) время огневого воздействия, по истечении которого происходит необратимая

потеря больше допустимых значений показателей прочности, жесткости и трещиностойкости (показатели II группы). Огнестойкость по показателям II группы оценивают по минимальному времени сопротивления конструкций воздействию огня до появления одного из следующих признаков: необратимая потеря 10% прочности, необратимое снижение 20% жесткости, необратимый остаточный прогиб в 0,01 пролета, раскрытие трещин свыше контрольных величин (0,05—0,25 мм).

После пожаров небольшой продолжительности и силы, а также на участках средних и слабых повреждений после крупных пожаров испытания железобетонных конструкций проводят без демонтажа и перенесения их на специальные стенды. Железобетонные элементы испытывают в составе целых конструкций зданий без выделения более простых образцов. Конструкции не доводят до разрушения, так как они должны работать в частях здания после испытания. Испытательную нагрузку увеличивают до появления в конструкциях напряжений и усилий, на основании которых можно оценить их эксплуатационные качества. По нормативным нагрузкам, полученным при испытании, определяют соответствие их реально действующим и ожидаемым нагрузкам. При этом решают вопрос о необходимости усиления несущих конструкций.

Под испытательной нагрузкой в данном случае понимают нагрузку, прикладываемую к конструкции непосредственно в процессе испытания. Полная нагрузка при этом определяется как сумма испытательной нагрузки, собственной массы конструкций и постоянно приложенных усилий.

При испытаниях с сохранением конструкций (не разрушающими методами) контролируются следующие показатели: геометрические размеры конструкций; прочность бетона на сжатие и сцепление его с арматурой; вид, класс, марка и механические свойства арматурных сталей; диаметр, число стержней и расположение арматуры, толщина защитного слоя бетона и прочность его сцепления с ядром сечения конструкции; преднапряжение арматуры, состояние закладных деталей.

Число и место расположения участков, в которых определяют значения этих показателей, указывают в рабочих программах испытания конструкций. При этом руководствуются следующим: а) в изгибаемых конст-

рукциях, имеющих два расчетных сечения контролируемые участки располагают только в расчетных сечениях; б) в конструкциях, имеющих более двух расчетных сечений, участки располагают равномерно по всей поверхности.

Конструкции исследуемой зоны повреждений здания признают пригодным и для дальнейшей эксплуатации, если каждый из контролируемых показателей всех освидетельствованных конструкций не отличается от их проектных значений больше, чем на предельно допускаемую величину.

Железобетонные конструкции, не удовлетворяющие требованиям проекта по прочности, жесткости, трещиностойкости и огнестойкости, могут быть или усилены и использованы в восстанавливаемом здании или демонтированы и использованы в других зданиях при меньших нагрузках. Возможность повторного применения поврежденных огнем конструкций обосновывает проектная организация по данным освидетельствования и испытаний. В этом случае указывают допустимую при повторной эксплуатации конструкции нагрузку.

5. Основы расчета несущей способности железобетонных конструкций после пожара

К железобетонным конструкциям зданий во время огневого воздействия и после пожара предъявляют три основных требования: 1) сохранение несущей способности в течение определенного времени при эксплуатационной нагрузке и воздействии высокой температуры; 2) возможность использования после огневого воздействия; 3) сохранение огнепреграждающей способности.

Конструкции в условиях пожара теряют огнепреграждающую способность при прогреве до критических температур (160—220°C), образовании сквозных трещин и отверстий, обрушении конструкций, позволяя продуктам горения проникать в смежные помещения. Длительность огневого воздействия, по истечении которого одна из эксплуатационных характеристик железобетонного элемента (прочность, деформативность, трещиностойкость и др.) снизится до предельного остаточного значения, определяет возможность использования его после пожара.

Железобетонные конструкции, подвергшиеся огневому воздействию, рассчитывают по двум группам пре-

дельных состояний: несущей способности (расчет прочности) и пригодности к нормальной эксплуатации после пожара (расчет перемещений, появления и раскрытия трещин). Под предельным состоянием второй группы понимается такое состояние, когда конструкция перестает удовлетворять требованиям пригодности к нормальной эксплуатации после пожара. Требования пригодности к нормальной эксплуатации не выполняются, если конструкция необратимо теряет требуемые жесткость и трещиностойкость.

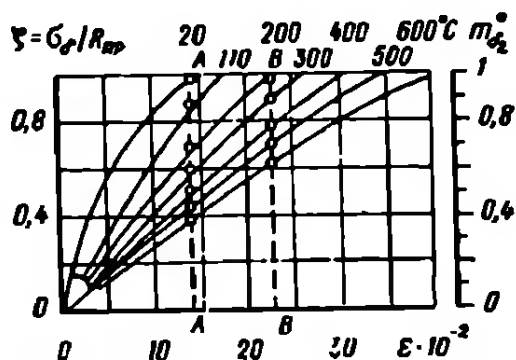
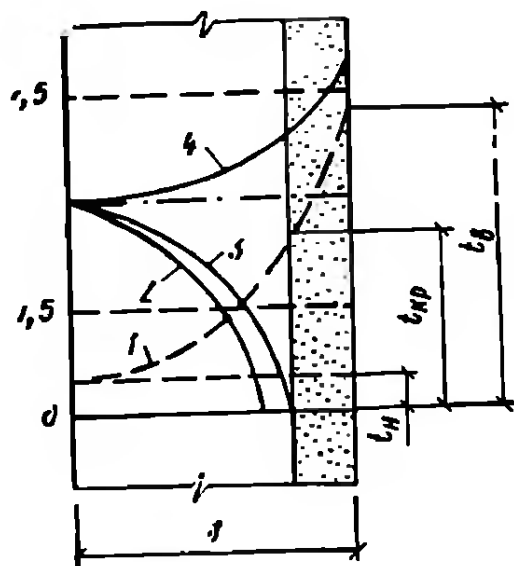
Под расчетными предельными состояниями железобетонных конструкций понимают такие, при которых получаемые расчетом усилия, деформации, перемещения или ширина раскрытия трещин достигают предельно допустимых значений [32, 35].

Расчет аварийных и сильно поврежденных огнем железобетонных конструкций на появление трещин не производят, так как температурные перепады по сечению элемента значительно превышают величины, которые вызывают появление трещин. При средних и слабых повреждениях железобетонных конструкций образуются только поверхностные температурно-усадочные хаотично расположенные волосяные трещины. Преднапряженные конструкции, подвергавшиеся действию высокой температуры, но не имеющие трещин, проверяют расчетом на появление трещин под влиянием эксплуатационной нагрузки. Расчет по раскрытию трещин производят для железобетонных конструкций, подвергавшихся огневому воздействию с целью ограничения их раскрытия при дальнейшей эксплуатации. Раскрытие трещин более допустимой ширины способствует увеличению скорости коррозии арматуры и снижению долговечности конструкции после пожара.

Расчет остаточной несущей способности является основным и его производят для всех несущих железобетонных конструкций на участках здания, восстанавливаемого после пожара.

Воздействие высокой температуры существенно влияет на жесткость и деформацию статически определенных элементов. Деформации, прогибы, температурное удлинение (укорочение) элемента после пожара проверяют расчетом.

Расчеты железобетонных конструкций, подвергавшихся воздействию высоких температур, производятся с учетом изменения статической схемы работы элемен-



54. Эпюры распределения температуры, прочностных и деформативных характеристик бетона по сечению элемента, подвергавшегося огневому воздействию
1 — эпюра распределения температуры; 2, 3, 4 — соответственно эпюры изменения модуля деформации, остаточной прочности и предельной сжимаемости бетона

та, изменения прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры после нагрева.

При пожаре наблюдается значительный (до 1000°C) перспад температур 1 (рис. 54) между обогреваемой и необогреваемой поверхностями железобетонной конструкции. Вследствие этого прочность 3 бетона по сечению элемента постепенно изменяется от нормативного значения до нуля. Модуль деформации 2 бетона снижается более резко. Предельная сжимаемость 4 бетона с повышением температуры нагрева на 200, 400 и 500°C увеличивается в 1,6, 2,2 и 2,8 раза по сравнению с не нагретым бетоном.

Поперечное сечение железобетонного элемента состоит из нескольких слоев: основного, менее поврежденного повышенными температурами; последующих (i -тых), прогретых высокими температурами, и полностью поврежденного. Из-за различной предельной сжимаемости слоев по неравномерно прогретому сечению при достижении более жестким слоем бетона временного сопротивления сжатию, напряжения в других слоях будут значительно меньше предельных. Следовательно, остаточные пределы прочности бетона на сжатие различных слоев в момент разрушения элемента в работе конструкции используются неравномерно. Степень возможного использования предела прочности i -го

слоя бетона m_{br}^0 , обладающего большей предельной сжимаемостью, можно рассчитать по формуле

$$m_{br}^0 = \mu_i (1 - \exp k_i), \quad (10)$$

где $k_i = (\mu_{o.c}/\mu_i) (\beta_{bi}/m_{bi}^0) \ln [1 - (1/\mu_{o.c})]$.

Коэффициенты $\mu_{o.c}$ и μ_i при линейной зависимости модуля деформаций от напряжений находят для основного и каждого следующего слоя по формулам:

$$\mu_{o.c} = 1/(1 - c_{o.c}); \quad \mu_i = 1/(1 - c_i),$$

где $c_{o.c}$ и c_i — соответственно мера упругости бетона в момент разрушения основного и i -го рассматриваемого слоя. Мера упругости бетона определяется отношением модуля деформации бетона в момент разрушения к начальному модулю упругости.

Опыты показали, что коэффициент μ_i для керамзитобетона с повышением температуры нагрева снижается. Так, при $t=20, 100, 300$ и 500°C коэффициент $\mu_i=3,8, 3, 2,3$ и 2 . При $\mu_{o.c} \geq 10$ свойства нагруженного материала практически изменяются согласно закону Гука.

Из зависимости (10) следует, что степень использования предела прочности каждого слоя бетона по неравномерно прогретому сечению сжатого элемента является функцией отношения остаточной призмной прочности и модуля упругости этого же слоя бетона.

Коэффициент возможного использования предела прочности рассматриваемого слоя бетона в сечении элемента может быть вычислен непосредственно по данным опыта с использованием экспериментальной зависимости «напряжения-деформации» (рис. 55).

Коэффициент m_{br}^0 , учитывающий степень возможного использования прочности бетона по неравномерно прогретому сечению, определяют следующим образом: на графике по оси абсцисс откладывают значение предельной деформации сжатию основного слоя и проводят линии $A-A$ ($t=20^\circ\text{C}$) или $B-B$ ($t=200^\circ\text{C}$), параллельные оси координат. Относительные значения по оси ординат, полученные пересечением линии $A-A$ или $B-B$ с экспериментальными зависимостями «напряжения-деформации», принимают за значение искомого коэффициента.

Некоторые железобетонные элементы, подвергшиеся огневому воздействию, разрушаются из-за уменьшения сечения бетона до критического вследствие полной потери прочности наружными (обогреваемыми) слоями

бетона и значительной потери прочности неравномерно прогретой до высоких температур средней частью сечения элемента. Температурное поле по сечению при разрушении элемента называют критическим. Для упрощения расчета прочности сечений вместо температурных полей используют критические температуры на границе ядра сечения. Под критической температурой бетона понимают такую температуру на границе сечения, при нагреве выше которой бетон теряет способность сопротивляться внешним воздействиям и не принимает участия в работе сечения элемента. Критическая температура сжатого бетона зависит от характера распределения температурных полей по сечению, массивности элемента, напряжений в сечении, вида бетона и его теплотехнических свойств.

Тонкостенные элементы при пожаре прогреваются более равномерно, чем массивные, поэтому предельная сжимаемость слоев бетона по сечению примерно одинакова. В момент разрушения сжатого элемента по всему сечению достигается остаточный предел прочности бетона. У тонкостенных элементов критическая температура на границе ядра сечения зависит от снижения предела прочности бетона.

Для элементов средней массивности и массивных при кратковременном огневом воздействии характерен значительный температурный перепад по сечению. Это приводит к росту напряжений в средней части сечения и разрушению более нагретых наружных слоев бетона, у которых при огневом воздействии увеличилась предельная сжимаемость. Вследствие этого критическую температуру на границе ядра сечения массивного элемента находят с учетом повышения деформативности наружных слоев бетона после нагревания.

С увеличением нагрузки длительность сопротивления огню сжатых элементов уменьшается, а неравномерность прогрева сечения возрастает, что приводит к снижению критической температуры сжатого бетона для массивных элементов.

Для железобетонных элементов с минимальным размером стороны сечения (12 см и менее) критическая температура нагрева бетона на известняковом заполнителе $600\text{--}650^{\circ}\text{C}$, для сжатых элементов с размером стороны сечения 20 см — $320\text{--}420^{\circ}\text{C}$, с размером 40 см и более $330\text{--}650^{\circ}\text{C}$ (при коэффициенте безопасности призмической прочности бетона 1,2—2,2). Более полные

сведения по минимальной температуре деструкции бетона приведены в табл. 31.

При расчетах железобетонных элементов, подвергнутых воздействию высоких температур, неравномерно прогретое поперечное сечение делят на две-три части ($\Delta t \approx 400^\circ\text{C}$) или на большее число частей ($\Delta t = 100^\circ\text{C}$) [10, 33]. При расчетах неравномерно прогретых элементов за основу принимают не число частей, на которые разбивают сечение, а расчетный температурный перепад между ними. Практика проведения расчетов железобетонных конструкций, подвергавшихся огневому воздействию, подтверждает использование величины $\Delta t \rightarrow 0^\circ\text{C}$ для простых и $\Delta t = 100\text{—}200^\circ\text{C}$ для сложных сечений.

Считают, что подвергшийся огневому воздействию железобетонный элемент представляет собой многослойную монолитную конструкцию. Материал каждого слоя бетона имеет различные прочностные и деформативные характеристики по сечению. Приведение неравномерно прогретых слоев бетона к однородному материалу заключается в выражении прочности расчетного сечения в виде суммы прочностей основного и последующих слоев.

Приведение сечения к однородному материалу пропорционально отношению только прочностных характеристик бетона дает завышение расчетной величины остаточной несущей способности элемента по сравнению с данными опыта.

В результате теоретического исследования установлено [10], что коэффициент приведения частей сечения элемента, подвергшегося огневому воздействию, следует принимать пропорционально отношению прочностных характеристик рассматриваемого i -го слоя сечения бетона к прочности основного слоя с поправкой на коэффициент, учитывающий степень использования предела прочности бетона по неравномерно прогретому сечению. Следовательно, коэффициент приведения каждого рассматриваемого слоя бетона неравномерно прогретого сечения можно представить как

$$n_{6i} = (R_{\text{пр.}i} / R_{\text{пр.о.с}}) m_{6.2}^0 = m_{6.1}^0 m_{62}^0.$$

Этот коэффициент имеет тот же физический смысл, что и коэффициент приведения, выраженный через отношение модулей упруго-пластичности бетона отдельных слоев.

При расчете железобетонных конструкций, подверг-

шихся огневому воздействию, их геометрические характеристики (площадь, статический момент, момент инерции, положение центра тяжести всего сечения бетона или его сжатой зоны) определяют путем приведения сечения к наиболее прочному слою бетона. Для этого сечения по высоте условно разбивают на части. При расчете на прочность элемента (без использования ЭВМ) сечение по бетону разбивают, как правило, на три части: центральную, ограниченную изотермой 50°C ; периферийную ядра рабочего сечения, ограниченную изотермой критической температуры нагрева бетона; верхнюю (слой разрушенного огнем бетона).

При проверке прочности несущих конструкций, сечение которых в период пожара было неравномерно прогрето по высоте, часть сечения, прогретого выше критической температуры нагрева бетона, в расчете не учитывают.

Во всех случаях расчета арматуру рассматривают как самостоятельную часть сечения. Для каждой части сечения, прогретой ниже критической температуры бетона, определяют приведенную площадь $F_{\text{п}i}$, статический момент площади $S_{\text{п}i}$ и момент инерции $J_{\text{п}i}$ приведенного сечения с учетом температуры нагрева бетона в центре каждого слоя сечения. Расчетная температура в центральной части, ограниченной изотермой 50°C , равна $t_{1\text{ср}} = 0,5 \cdot 50 = 25^{\circ}\text{C}$, в периферийной части ядра сечения — средневзвешенной величине

$$t_{2\text{ср}} = \sum_{i=2}^{i=n} \delta_i t_i / n,$$

где δ_i и t_i — соответственно толщина каждого слоя рассматриваемой части сечения при принятом расчетном температурном перепаде (обычно 100°C) и температуре в этом слое; n — число слоев периферийной части сечения.

Приведенную площадь бетона каждой части, на которые разделено все сечение элемента вычисляют по формуле

$$F_{\text{п}i} = n_{\text{б}i} F_{\text{б}i} = m_{\text{б}1}^0 m_{\text{б}2} F_i$$

Площадь арматуры (растянутой и сжатой) приводят к площади более прочного бетона в сечении по формуле

$$F_{\text{п}a} = n_{a i} F_{a i} = (E_a / E_{\text{б.ос}}) F_{\text{б}i},$$

где E_a — модуль упругости арматуры (модуль упругости арматурной стали после нагрева равен первоначальному значению до на-

грева); $F_{бi}$ и $F_{аi}$ — соответственно площади каждой рассматриваемой части сечения бетона и арматуры.

Площадь приведенного сечения элемента, подвергшегося огневому воздействию, составляет

$$F_{nt} = \sum n_{бi} F_{бi} + \sum n_{ai} F_{ai}.$$

Статический момент площадей приведенного сечения элемента относительно грани, растянутой внешней нагрузкой, определяют по формуле

$$S_{nt} = \sum n_{бi} F_{бi} y_{бi} + \sum n_{ai} F_{ai} y_{ai},$$

где $y_{бi}$ и y_{ai} — соответственно расстояния от центра тяжести каждого слоя бетона и арматурного стержня до грани элемента, относительно которой определяют центр тяжести сечения.

Положение центра тяжести приведенного бетонного или железобетонного сечения находят как

$$y_0 = S_{nt} / F_{nt}.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$J_{nt} = \sum n_{бi} J_{бni} + \sum n_{ai} J_{ai},$$

где $J_{бni}$ и J_{ai} — соответственно моменты инерции каждой рассматриваемой части сечения бетона и арматуры.

До начала пожара температуру по сечению конструкции принимают равномерно распределенной и равной температуре внутри здания. При пожаре температуры окружающей среды и на поверхности конструкций задают в виде функции времени. Изменение температур по сечению конструкции под влиянием огневого воздействия рассчитывают по дифференциальному уравнению теплопроводности Фурье, которое характеризует температуру внутри элемента в любой (заданный) момент времени. При решении уравнения Фурье предполагают известными: распределение температур по сечению в начальный момент времени (начальное условие), геометрическую форму сечения и закономерности теплообмена между окружающей средой и поверхностью конструкций (граничные условия, температуру окружающей среды пожара и коэффициент теплообмена).

С ростом температуры изменяются коэффициенты теплопроводности и удельной теплоемкости бетонов (см. табл. 35). При воздействии на бетон высоких температур свободная вода, находящаяся в порах, испаряется, замедляя темп прогрева бетона. А. И. Яковлевым введен в расчет приведенный коэффициент температуропроводности $a_{lпр}$ (значения теплофизических характеристик бетона принимают при 450°С). С помощью

этой величины учитывают изменение теплотехнических свойств бетона и влияние испарения воды на скорость его прогрева

$$a_{\text{тпр}} = \lambda_{\text{тср}} / (c_{\text{тср}} + 0,012 \omega_{\text{в}}) \gamma_{\text{с}},$$

где $\lambda_{\text{тср}}$ — коэффициент теплопроводности бетона, Вт/(м·°С); $c_{\text{тср}}$ — коэффициент теплоемкости бетона, кДж/(кг·°С); $\omega_{\text{в}}$ — влажность бетона, %; $\gamma_{\text{с}}$ — плотность сухого бетона, т/м³.

Для определения температуры растянутой арматуры плит, панелей и настилов перекрытия во времени при одностороннем обогреве (в режиме стандартного пожара) используют формулы:

$$t_{x\tau} = 1250 - (1250 - t_{\text{н}}) \operatorname{erf} A;$$

$$= (m_{64}^0 \sqrt{a_{\text{тпр}}} + m_{65}^0 d + \delta) / (2 \sqrt{\tau a_{\text{тпр}}});$$

$$m_{64}^0 = 0,5 + 0,04 \gamma_{\text{с}} + 0,01 \gamma_{\text{с}}^2;$$

$$m_{65}^0 = 1,1 + 0,3 \gamma_{\text{с}} + 0,03 \gamma_{\text{с}}^2,$$

где $\operatorname{erf} A$ — значение Гауссового интеграла ошибок (табл. 51); d — диаметр рабочей арматуры; δ — толщина защитного слоя ($\delta \leq \leq 0,7 h$); $a_{\text{тпр}}$ — приведенный коэффициент температуропроводности; m_{64}^0 и m_{65}^0 — коэффициенты, учитывающие влияние на скорость прогрева бетона плотности и пористости

51. Значения Гауссового интервала ошибок

A	erf A	A	erf A	A	erf A	A	erf A
0	0	0,5	0,5205	1,1	0,8802	1,7	0,9838
0,06	0,0676	0,6	0,6039	1,2	0,9103	1,8	0,9892
0,1	0,1125	0,7	0,6778	1,3	0,934	2	0,9953
0,2	0,2227	0,8	0,7421	1,4	0,9523	2,4	0,9993
0,3	0,3238	0,9	0,7969	1,5	0,9661	2,8	0,9999
0,4	0,4284	1	0,8427	1,6	0,9763	3	1

Примечание. Промежуточные значения интеграла находят по интерполяции.

Распределение температуры по сечению стенок, обогреваемых с двух противоположных сторон (симметричная задача), определяют по формулам:

$$t_{x\tau} = 1250 - (1250 - t_{\text{н}}) \theta_x; \quad (11)$$

$$\theta_x = \operatorname{erf} \zeta_x / (2 \sqrt{F_{0x}});$$

$$\zeta_x = 1 - r_x / (0,5 b_x + m_{64}^0 \sqrt{a_{\text{тпр}}}); \quad (12)$$

$$F_{0x} = \tau_{\text{с}} a_{\text{тпр}} / (0,5 b_x + m_{64}^0 \sqrt{a_{\text{тпр}}})^2, \quad (13)$$

где θ_x — относительная избыточная температура; F_{0x} — критерий

Фурье; b_x — толщина (ширина) неограниченной пластины, м; r_x — расстояние от центра тяжести симметричного сечения до исследуемой точки, м.

Двумерные температурные поля определяют для сечений, колонн, балок, ферм и других элементов стержневых конструкций, обогрев которых происходит с двух или более сторон. Для круглых и прямоугольных сечений элементов железобетонных конструкций распределение температуры двумерного поля находят по формуле

$$t_{xy, \tau} = t_c - [(t_c - t_{x\tau})(t_c - t_{y\tau}) / (t_c - t_n)].$$

где $t_{x\tau}$ и $t_{y\tau}$ — температуры одномерных полей.

Толщину сжатого бетона, прогретого до критической температуры в плоской конструкции, рассчитывают по формуле

$$\delta_x = (2 A \sqrt{\tau_c - m_{64}^0}) \sqrt{a_{пр}}, \quad (15)$$

где A — аргумент функции $\operatorname{erf} A = (1250 - t_{кр}) / (1250 - t_n)$.

При обогреве прямоугольного сечения со всех сторон размеры сечения без учета толщины слоев, прогретых до критической температуры, соответственно равны

$$b_l = (0,5 b + m_{64}^0 \sqrt{a_{пр}}) (1 - \zeta_x);$$

$$h_l = (0,5 h + m_{64}^0 \sqrt{a_{пр}}) (1 - \zeta_y).$$

Коэффициенты ζ_x и ζ_y находят по формуле (12) в зависимости от относительной избыточной температуры и критерия Фурье, рассчитываемых по формулам (11) и (13).

Геометрические размеры ядра прямоугольных сечений, обогреваемых с двух противоположных сторон, определяют по формуле

$$b_{я} = 0,95 (0,5 b + m_{64}^0 \sqrt{a_{пр}}) (1 - \zeta_{яx});$$

$$h_{я} = 0,95 (0,5 h + m_{64}^0 \sqrt{a_{пр}}) (1 - \zeta_{яy}).$$

$$\operatorname{erf} \zeta_{яx} / (2 \sqrt{F_{ox}}) = \theta_{яx} \text{ при}$$

$$\theta_{яx} = [(1250 - t_c) / (1250 - t_n)] + \\ + [(t_c - t_{кр})(t_c - t_n) / (t_c - t_n)(1250 - t_n)],$$

где $\theta_{яx}$ — относительная избыточная температура ядра сечения.

На основе решения задач огнестойкости железобетонных конструкций разработаны номограммы прогрева сечений некоторых элементов (колонн, плит, балок) из

тяжелого бетона (см. рис. 39—42), ускоряющие расчет температур.

Для расчета температур по сечению железобетонных элементов после пожара известной длительности и последующего охлаждения используют номограммы прогрева сечений с учетом коэффициента тепловой инерции. После прекращения огневого воздействия тепловая инерция существенно влияет на прогрев более удаленных от обогреваемой поверхности слоев сечения δ железобетонного элемента. С увеличением длительности τ огневого воздействия неравномерность прогрева сечения элемента уменьшается и влияние тепловой инерции на последующий рост температуры по толщине h сечения снижается.

На основе обработки экспериментальных данных прогрева сечения получена следующая зависимость для коэффициента тепловой инерции

$$m_{\sigma_s}^0 = \tau / [\tau - (\delta/h)^2] \leq 1,3.$$

Для элементов с прямоугольным сечением, обогреваемых с двух противоположных сторон, $h = 0,5h_c$, см.

При оценке показателей огнестойкости железобетонных элементов используют нормативные и расчетные сопротивления арматуры, подвергнутой воздействию высокой температуры. В качестве нормативного сопротивления арматуры R_{af}^H принимают для стержневой арматуры — наименьшие контролируемые значения пределов текучести (физического или условного), для проволоочной арматуры — временное сопротивление разрыву проволоки, для канатов — предел прочности каната в целом. Механические характеристики арматурных сталей железобетонных элементов, не подвергавшихся огневому воздействию, приведены в табл. 52.

Расчетные сопротивления арматуры R_{af} определяют делением соответствующих нормативных сопротивлений на коэффициент безопасности отоженной стали k_{af} .

$$R_{af} = R_{af}^H / k_{af}; \quad k_{a3} = m_{a_s}^0 k_a; \quad m_{a_s}^0 = 10^{-3} t_a \geq 1,$$

где $m_{a_s}^0$ — коэффициент безопасности по отоженной арматуре после нагрева ее более 1000°C ; k_a — коэффициент безопасности арматуры, %.

При нормальных условиях (по СНиП II-21-75) в расчетах конструкций по несущей способности k_a принимают для арматуры классов:

52. Основные механические характеристики арматурных сталей

Арматура		Предел текучести, МПа	Временное сопротивление разрыву, МПа	Относительное удлинение, %	Угол загиба в холодном состоянии, град	Диаметр оправки, мм	Число перегибов на 180° при диаметре валиков 30 мм
	диаметр стержня, мм						
A-I	6—40	240	320	25	180	0,5d	—
A-II	10—40	350	500	19		3d	—
Ac-II	10—32	300	450	25		1d	—
A-III	6—40	400	600	14	90	3d	—
A-IV	10—18	600	900	6	45	5d	—
A-V	10—22	800	1 050	7			—
At-IV	10—25	600	900	8			—
At-V	10—25	800	1 000	7			—
At-VI	10—25	1 000	1 200	6			—
B-I	3—5	—	550	—	—	—	4
Bp-I	3—4 5	—	550	2,5	—	—	4
		—	525	3	—	—	4
		—	—	—	—	—	—
Bp-II	3	1 520	1 900	4	—	—	9
	4	1 440	1 800		—	—	7
	5	1 360	1 700		—	—	5
	6	1 280	1 600	5	180	5d	—
	7	1 200	1 500	6			—
	8	1 120	1 400	6			—
	3	1 440	1 800	4	—	—	—
	4	1 360	1 700		—	—	—
	5	1 220	1 600		—	—	—
	6	1 200	1 500	5	180	5d	—
	7	1 120	1 400	6			—
	8	1 040	1 300				—
	4,5	1 520	1 900	3	—	—	—
	6	1 440	1 850		—	—	—
	7,5	1 420	1 800		—	—	—
	9	1 400	1 750	4	—	—	—
	12	1 320	1 650		—	—	—

Примечания: 1. Для горячекатаных сталей класса A-I (марки Ст.3), A-II (марки Ст.5 и 18Г2С), Ac-II (марки 10ГТ), A-III (марки 25 Г2С и 35 ГС) приведен физический предел текучести стали, для остальных сталей — условный.

2. Физический предел текучести — наименьшее напряжение при испытании стали на растяжение, при котором образец деформируется без заметного увеличения нагрузки; условный предел текучести — напряжение, при котором отклонение от пропорциональной зависимости между напряжением и деформацией или остаточная деформация достигает 0,2% расчетной длины участка.

3. d — диаметр стержней арматуры, мм

стержневой

1,15 A-IV и Ат-IV

1,1 A-V, Ат-V и Ат-VI

проволочной

B-I

1,75 Вр-I, В-II, Вр-II и К-7 1,55

Расчетные сопротивления арматуры уменьшают (в отдельных случаях увеличивают) их умножением на соответствующие коэффициенты условий работы арматуры. Эти коэффициенты учитывают возможность неполного использования прочностных характеристик стали в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкерования, наличием отгибов, характером диаграммы растяжения стали, изменением ее свойств в зависимости от условий работы конструкции (СНиП II-21-75, п.2.29), влиянием температуры нагрева (см. табл. 46).

Расчетные характеристики арматурных сталей же-

53. Расчетные характеристики стержневой стали

	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления арматуры, МПа	Расчетные сопротив- ления арматуры, МПа		
			растяжению		сжатию
			продольной	поперечной	
Горячекатаная: гладкая класса А-I периодического профиля классов:		240	210	170	210
А-II	10—90	300	270	215	270
А-III	6—40	400	340	270	340
А-IV	10—32	600	500	400	400
А-V	10—22	800	640	510	400
Стержневая термически упрочненная классов:					
Ат-IV	10—25	600	500	400	400
Ат-V	10—25	800	640	510	400
Ат-VI	10—25	1000	800	640	400

Примечания: 1. Расчетные сопротивления арматуры растяжению и сжатию снижаются (или повышаются) умножением на коэффициент условий работы m_a, m_{at}, m_{at}^0 .

2. Сопротивление арматуры сжатию в конструкциях, поврежденных огнем, умножают на коэффициент m_{at}^0 . При отсутствии сцепления арматуры с бетоном расчетное сопротивление сжатию принимают равным нулю.

3. Модуль упругости арматуры классов А-I и А-II равен $2,1 \times 10^5$ МПа; классов А-III и А-IV — $2 \cdot 10^5$ МПа; классов А-V, Ат-V Ат-VI — $1,9 \cdot 10^5$ МПа.

54. Расчетные характеристики проволочной арматуры

	Диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления арматуры, МПа	Расчетное сопротивление арматуры, МПа		
			растяжению		сжатию
			продольной	поперечной	
Обыкновенная:					
круглая класса В-I	3—5	550	315	220	315
периодического профиля:					
класса Вp-I	3—4	550	350	260	350
	5	525	340	250	340
Высокопрочная:					
круглая класса В-II	3	1 900	1230	980	400
	4	1 800	1160	930	400
	5	1 700	1100	880	400
	6	1 600	1030	830	400
	7	1 500	970	770	400
	8	1 400	900	720	400
периодического профиля:					
класса Вp-II	3	1 800	1160	930	400
	4	1 700	1100	880	400
	5	1 600	1030	830	400
	6	1 500	970	770	400
	7	1 400	900	720	400
	8	1 300	840	670	400

Примечания: 1. В случае применения арматуры в вязаных каркасах расчетные сопротивления поперечной арматуры растяжению 190 и 270 МПа соответственно для сталей классов В-I и Вp-I.

2. Сопротивление арматуры растяжению и сжатию в необходимых случаях умножают на коэффициенты условий работы m_a , m_{a1} , m_{a1}^0 и m_{a2}^0 .

3. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном расчетное сопротивление сжатию принимают равным нулю.

лестничных конструкций, не подвергавшихся огневому воздействию, принимают по табл. 53—55.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию $R_{a.c1}$ при наличии надежного сцепления с бетоном принимают равными соответствующим значениям $R_{a.ct}$, но не более 400 МПа (см. табл. 53).

Коэффициенты линейного температурного расширения арматурной стали при 50—750°C принимают $\alpha_{a1} = [11,5 + 0,6 \cdot 10^{-2}(t_a - 50)] 10^{-6} \text{C}^{-1}$. Модуль упругости арматурной стали после нагрева до 100—1000°C и последующего охлаждения принимают равным его первоначальным значениям (см. табл. 53 и 54).

Нормативную кубиковую прочность бетона определяют по зависимости:

$$R^n = (1 - 1,64 v) \bar{R},$$

где v — коэффициенты изменчивости (вариаии) прочности бетона;
 $\bar{R}$ — среднее значение кубиковой прочности, МПа.

55. Площади поперечных сечений проволочной и стержневой арматуры

Диаметр арматуры, мм	Площади поперечного сечения арматуры, см², при числе стержней								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9

Проволочная

3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77

Проволочная и стержневая

6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	4,02	4,02	4,52
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07

Стержневая

12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,56	6,79	7,92	9,05	10,18
14	1,54	3,08	4,62	6,62	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1
18	2,54	5,09	7,03	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,71	18,65	21,99	25,13	28,27
22	3,8	7,6	11,4	15,2	18	22,81	26,61	30,41	34,21
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42
32	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,33
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61
40	12,57	25,14	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1

Примечание. В таблице приведен номинальный диаметр арматуры.

Для тяжелого бетона коэффициент вариации прочности бетона 0,135, т. е. 13,5% (СНиП II-21-75, п.2.11). В этом случае нормативная кубиковая прочность бетона $R''=0,78\bar{R}$.

Нормативная призмная прочность бетона на сжатие и растяжение

$$R''_{np} = (0,77 - 0,1 \cdot 10^{-3} \bar{R}) R'' \geq 0,72; R''_p = 0,78 \bar{R}_p.$$

Расчетные сопротивления бетона находят делением нормативных сопротивлений на коэффициенты безопасности бетона (для тяжелого бетона при сжатии $k_{б.с} = 1,3$; при растяжении $k_{б.р} = 1,5$)

$$R_{np} = R''_{np}/k_{б.с}; R_p = R''_p/k_{б.р}.$$

При определении несущей способности расчетные сопротивления снижаются (в некоторых случаях повышаются) умножением на коэффициенты условий работы бетона, учитывающие особенности свойств $m_{б_1}$ бетона, длительность действия и многократность повторения $m_{б_2}$ нагрузки, условия работы $m_{б_3}$ бетона, способы изготовления $m_{б_4}$ конструкции, размеры сечений (по СНиП II-21-75, п. 2.13), а также коэффициенты $m_{б_1}^0$, учитывающие условия работы бетона после огневого воздействия в зависимости от температуры прогрева сечения. Коэффициент изменения прочности бетона после воздействия повышенной и высокой температуры приведен в табл. 32.

В расчетах (при отсутствии статистических данных по средней прочности и коэффициенту прочности бетона) нормативные и расчетные характеристики бетонов, не подвергавшихся воздействию высокой температуры, принимают по СНиП II-21-75. Для тяжелого бетона М100—800 и керамзитобетона М100—400 нормативные и расчетные сопротивления приведены в табл. 56. Начальный модуль упругости бетона при сжа-

56. Сопротивление тяжелого бетона сжатию и растяжению

	Нормативные (за чертой) и расчетные (за чертой) сопротивления бетона, МПа, при марках бетона по прочности на сжатие						
	М100	М200	М300	М400	М500	М600	М800
Сжатие осевое (призмная прочность)	6/4,5	11,5/9	17/13,5	22,5/17,5	28/21,5	34/24,5	45/31
Растяжение осевое	0,72/0,48	1,15/0,75	1,5/1	1,8/1,2	2/1,35	2,2/1,45	2,5/1.

57. Начальные модули упругости бетона E_b , МПа · 10³

	Модуль упругости при марках бетона по прочности на сжатие						
	M100	M200	M300	M400	M500	M600	M800
Тяжелый естественного твердения	17	24	29	33	36	38	40
На пористых заполнителях при объемной массе, т/м ³ :							
1,4	9,5	11,5	13,5	—	—	—	—
2,2	—	18,5	21,5	23,5	—	—	—

тии и растяжении принимают по табл. 57. Коэффициент β_b , учитывающий снижение модуля упругости после воздействия повышенных и высоких температур, принимают по табл. 33 в зависимости от температуры нагрева.

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) $\mu=0,2$, модуль сдвига $G_t=0,4E_{bt}$. Коэффициент упругости бетона в зависимости от температуры нагрева принимают по табл. 34.

Коэффициент линейной температурной деформации бетона в диапазоне температур $t=50—550^{\circ}\text{C}$ для тяжелого бетона и керамзитобетона соответственно равны

$$\alpha_{bt} = 11 (1 - 0,11 \cdot 10^{-2} t) 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1},$$

$$\alpha_{kbt} = 4,4 (1 + 0,16 \cdot 10^{-2} t) 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}.$$

Предельные относительные деформации бетона после нагрева при температуре $50—550^{\circ}\text{C}$ существенно возрастают и определяются по зависимости

$$\varepsilon_{b.ct} = \varepsilon_{b.c} [1 + 0,6 \cdot 10^{-2} (t - 50)],$$

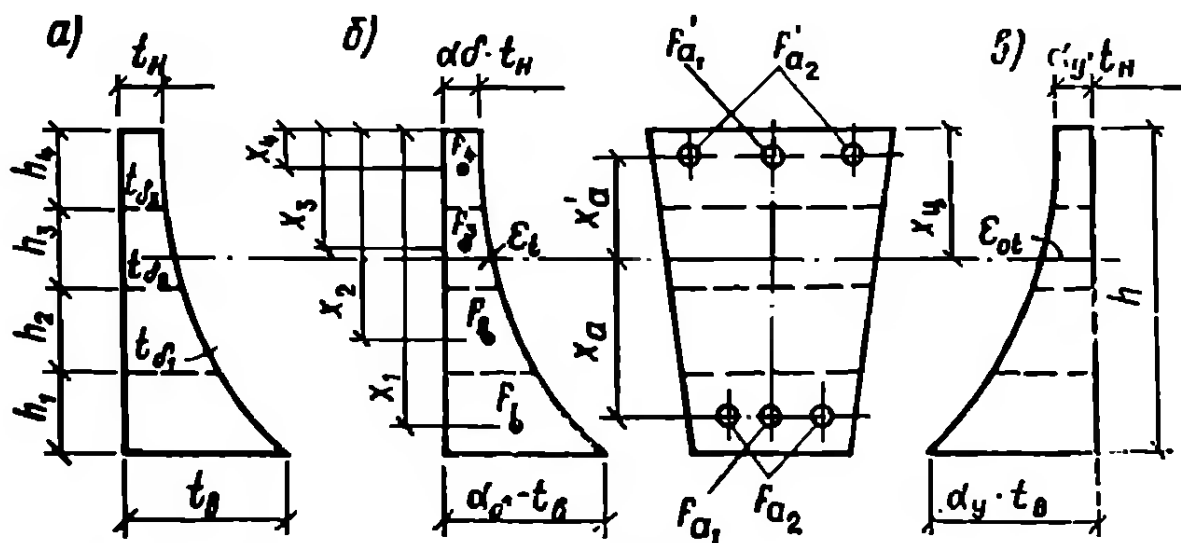
где $\varepsilon_{b.c}$ — предельная сжимаемость при нормальной температуре тяжелого бетона и керамзитобетона равна соответственно $2 \cdot 10^{-3}$ и $3 \cdot 10^{-3}$.

Теплофизические характеристики бетонов в зависимости от температуры нагрева приведены в табл. 35.

Расчет остаточных деформаций, вызванных нагреванием и последующим охлаждением железобетонных элементов, выполняют в зависимости от наличия трещин в растянутой зоне бетона и распределения температуры бетона по высоте сечения элемента. После нагрева и последующего охлаждения железобетонные элементы имеют остаточные укорочение и искривление.

Для определения расчетом свободного относительного температурного удлинения железобетонного элемента и его кривизны до появления трещин сечение по высоте разбивают не менее чем на четыре части $h_1—h_4$ (рис. 56).

Используя теорию проф. В. И. Мурашева, свободные темпера-



56. Расчет температурных деформаций и кривизны железобетонного элемента без трещин

а — схема распределения температуры по высоте сечения; б — схема температурных деформаций расширения; в — схема деформаций укорочения после нагрева и последующего охлаждения; F_{a1} — площади арматурных стержней в растянутой зоне; F'_{a1} — то же, в сжатой зоне сечения

температурные деформации и температурную кривизну железобетонного элемента после нагрева и последующего охлаждения выражают следующими формулами:

температурные деформации при неравномерном нагреве по высоте сечения железобетонного элемента после его охлаждения

$$\varepsilon_{ot} = -[\alpha_y t_b (h - x_{ц.т}) + \alpha_y t_n x_{ц.т}] n_t / h;$$

остаточную температурную кривизну при остывании железобетонного элемента после пожара

$$1/\rho_{ot} = (\alpha_y t_n - \alpha_y t_b) n_t / h.$$

В приведенных формулах значения температурной усадки бетона принимают в зависимости от температуры нагрева.

Для железобетонных элементов с трещинами при определении остаточного укорочения и кривизны в расчете используют средние значения усадки железобетона. Температурные деформации железобетонных элементов статически неопределимых систем рассчитывают по формулам строительной механики с учетом их фактической жесткости.

В элементах железобетонных конструкций воздействие температур приводит к возникновению температурных усилий, которые вычисляют по формулам строительной механики с принятием действительной жесткости сечений.

Методика расчета элементов железобетонных конструкций с заданным сечением и армированием на воздействие температуры заключается в следующем. При заданной температуре внутренней среды пожара теплотехническим расчетом находят распределение температуры по сечению элемента. Вычисляют температуры на обогреваемой и необогреваемой поверхностях элемента и нагрев продольной арматуры. Затем рассчитывают температурные удлинения и температурную кривизну элемента

Температурные усилия при укорочении после огневого воздей-

ствия и последующего охлаждения определяют с учетом укорочения элемента и образования кривизны при остывании конструкции.

В расчетах на прочность исходят из третьей стадии напряженно-деформированного состояния опасных сечений железобетонных элементов. Сечение конструкции после огневого воздействия обладает необходимой остаточной прочностью, если усилия от расчетных нагрузок не превышают усилий, воспринимаемых сечением при расчетных сопротивлениях материалов с учетом изменения прочности бетона и арматуры после нагрева и коэффициентов условий работы.

Условие от расчетных нагрузок T (например, изгибающий момент, продольная или поперечная сила) является функцией нормативных нагрузок g_i^H , коэффициентов перегрузки n_i и других факторов c_i (расчетной схемы, условий обогрева и т. п.).

Усилие, воспринимаемое неравномерно прогретым сечением $T_{сеч}$, является функцией формы и размеров сечения $S_{я}$, прочности бетона и арматурной стали R_b^H и R_a^H , коэффициентов безопасности по материалам k_b и k_a , изменения прочности бетона и арматуры m_b^0 и m_a^0 и условий работы материалов m_b и m_a . Поскольку $g_i^H = g_i$;

$$R_a^H k_a^{-1} m_{a1}^0 =$$

условие прочности сечения выражается неравенством

$$T(g, c) \leq T_{сеч} (S_{я}; R_{bt}; m_b; R_{at}; m_a).$$

Нагрузки и воздействия, коэффициенты перегрузок и коэффициенты сочетаний, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые) принимают в соответствии с требованиями строительных норм по нагрузкам с учетом дополнительных указаний [32—35].

При расчете статически определимых конструкций на прочность принимают расчетные значения постоянных, длительных и кратковременных нагрузок ($n > 1$). При этом к длительным нагрузкам относят часть полной кратковременной нагрузки, оговоренной в СНиП II-6-74. Кратковременную нагрузку, вводимую в расчет, принимают уменьшенной на величину, учтенную в длительной нагрузке. Например, если снеговая нагрузка $p = sp_0 = 1,4 \cdot 1000 = 1400$ Н/м², то снеговая длительная нагрузка $p_{дл} = 1,4(1000 - 700) = 420$ Н/м², а сне-

говая кратковременная нагрузка $p_{кр} = 1400 - 420 = 980 \text{ Н/м}^2$.

При расчете статически неопределимых конструкций по прочности принимают расчетные постоянные, длительные и кратковременные нагрузки (при $n > 1$) и наибольшие усилия от последствия высокой температуры при остывании конструкции (при коэффициенте перегрева $n_t = 1,1$). Длительные нагрузки определяют с учетом части полной величины кратковременной нагрузки. Усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях вследствие изменения температуры находят с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры.

6. Расчет прочности сечений железобетонных элементов

Прочность элементов железобетонных конструкций рассчитывают для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяют исходя из следующих предпосылок: 1) сопротивление бетона растяжению и сжатию (для бетона, прогретого выше критической температуры нагрева) принимают равным нулю; 2) сопротивление бетона сжатию рабочего сечения представляют равномерно распределенными по сжатой зоне бетона напряжениями $R_{прт}$; 3) растягивающие напряжения в отоженной арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению $R_{ат}$, сжимающие — не более расчетного сопротивления сжатию $R_{ас}$.

Сечения, нормальные к продольной оси элемента, рассчитывают в зависимости от соотношения между величинами ξ_t и ξ_R . Относительную высоту сжатой зоны сечения, поврежденного огнем $\xi_t = x_t/h_{0t}$, определяют из соответствующих условий равновесия. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона железобетонного элемента, поврежденного огнем, находят по формуле

$$\xi_R^* = \xi_{0t} / [1 + 0,25 \cdot 10^{-3} \sigma_{At} (1 - 0,9 \xi_{0t})]. \quad (17)$$

Относительную высоту сжатой зоны бетона элемента, поврежденного нагревом, вычисляют по формуле

$$\xi_{0t} = a_t - 0,008 R_{прт}, \quad (18)$$

где α_t — коэффициент (для тяжелого бетона 0,85, для бетона на пористых заполнителях 0,8); $R_{прt}$ — расчетное сопротивление рабочего сечения бетона, МПа.

Напряжения в арматуре классов А-I, А-II, А-III и В-I принимают $\sigma_{At} = R_{at} - \sigma_{0t}$, для классов А-IV и выше, а также В-II, Вр-II и К-7 $\sigma_{At} = R_{at} + 4000 - \sigma_{0t}$. Расчетное сопротивление арматуры растяжению R_{at} принимают с учетом коэффициентов условий работы m_a и m_a^0 . Преднапряжения в напрягаемой арматуре определяют с учетом дополнительных потерь от воздействия температуры.

При расчете прочности изгибаемых конструкций, подвергшихся воздействию высоких температур, следует учитывать, что железобетонные элементы, рассчитанные на работу в нормальных условиях по случаю 1 ($x \leq \xi_R h_0$), после пожара могут работать по случаю 2 ($x_t > \xi_R^* h_{0t}$) из-за уменьшения ширины сжатой зоны сечения при прогреве наружных слоев бетона выше критической температуры.

Остаточную прочность прямоугольных сечений с двойной арматурой (рис. 57) определяют в зависимости от высоты сжатой зоны:

$$x_t = (R_{at} F_a - R_{a.ct} F'_a) / (R_{прt} b_t); \quad (19)$$

по случаю 1 (при $\xi_t \leq \xi_R^*$) из условия

$$M_{прt} = R_{прt} b_t x_t (h_{0t} - 0,5 x_t) + \sum R_{a.cti} F'_{ai} (h_{0ti} - a_i); \quad (20)$$

по случаю 2 (при $\xi_t > \xi_R^*$) из условия

$$M_{прt} = A_R R_{прt} b_t h_{0t}^2 + \sum R_{a.cti} F'_{ai} (h_{0ti} - a'_i); \quad (21)$$

$$A_R = \xi_R^* (1 - 0,5 \xi_R^*); \quad (22)$$

при $x_t < 2a'$ из условия

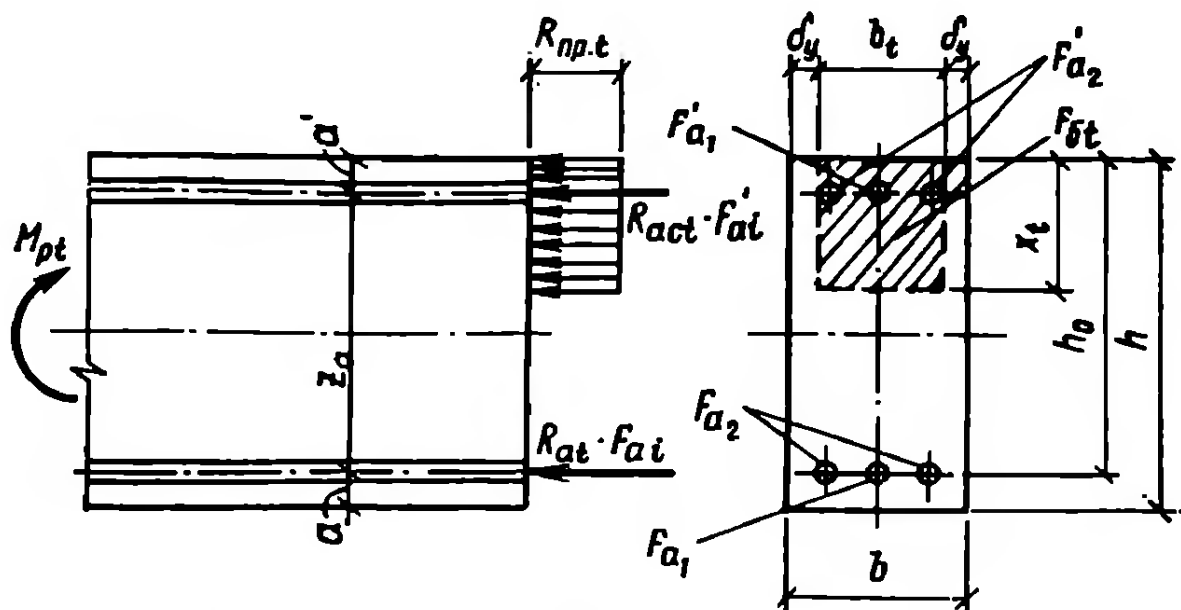
$$M_{прt} = \sum R_{at} F_{ai} (h_{0ti} - a'_i). \quad (23)$$

При определении остаточной прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой в формулах (19) — (21) площадь арматуры, сосредоточенной у сжатой грани элемента, $F'_{ai} = 0$.

Остаточную прочность сечений, имеющих полку в сжатой зоне, рассчитывают в зависимости от положения границ сжатой зоны (рис. 58):

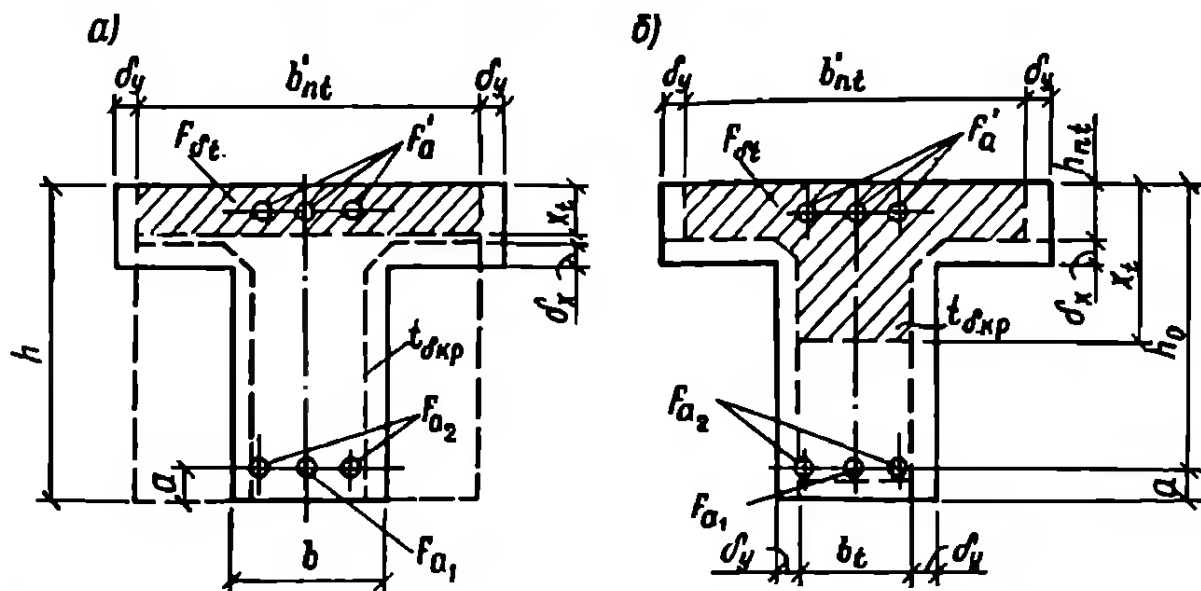
1) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 58, а), т. е. соблюдается условие

$$\sum R_{at} F_a \leq R_{прt} b'_{nt} h'_{nt} + \sum R_{a.cti} F'_{ai}, \quad (24)$$



57. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, обогревавшегося при пожаре с трех сторон, при расчете остаточной прочности

F_{bt} — площадь бетона сжатой зоны; F_a и F'_a — площадь арматуры соответственно в растянутой и сжатой зоне сечения; $t_{б.кр}^{тз}$ — изотермы прогрева бетона по сечению до критической температуры; δ_y — толщина разрушенного слоя бетона, b и h — ширина и высота сечения элемента;

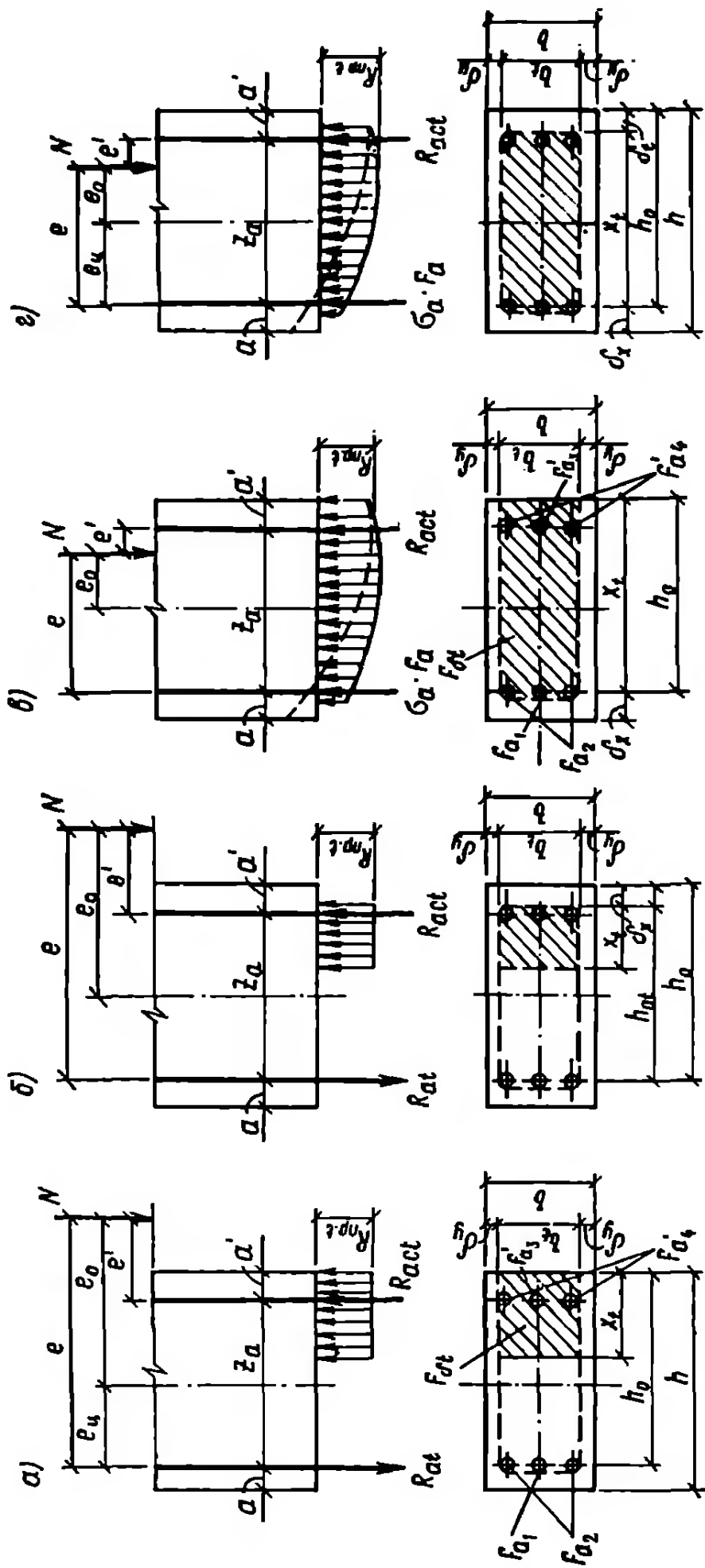


58. К расчету остаточной прочности изгибаемых железобетонных элементов, обогревавшихся огнем с трех сторон, с полкой в сжатой зоне

a — форма сжатой зоны в тавровом сечении при расположении границы сжатой зоны в полке; b — то же, в ребре элемента; F_{bt} — площадь бетона сжатой зоны; $t_{б.кр}$ — изотерма прогрева бетона по сечению до критической температуры; δ_y — толщина полностью поврежденного огнем слоя бетона

расчет выполняют как для прямоугольного сечения шириной b'_{nt} с использованием формул (20) — (23);

2) если граница сжатой зоны проходит в ребре



нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента,
 при обогриве для : в и г — то же, для второго случая

(рис. 58,6), т. е. условие (24) не соблюдается, и $\xi_t \leq \xi_R^*$ (случай 1), расчет ведут по формуле

$$M_{pt} = R_{npt} b_t x_t (h_{0t} - 0,5 x_t) + R_{npt} (b'_{nt} - b_t) h'_{nt} \times \\ \times (h_{0t} - 0,5 h'_n) + \Sigma R_{a.cti} F'_{ai} (h_{0t} - a'_i).$$

В этом случае высоту сжатой зоны бетона определяют с учетом условия

$$x_t = [\Sigma R_{ai} F_{ai} - \Sigma R_{a.cti} F'_{ai} - R_{npt} (b'_{nt} - b_t) h'_{nt}] / (R_{npt} b_t);$$

3) если граница сжатой зоны проходит в ребре и $x_t > \xi_R^* h_{0t}$ (случай 2), можно принять $x_t = \xi_R^* h_{0t}$ и остаточную прочность найти из условия

$$M_{pt} = A_R R_{npt} b_t h_{0t}^2 + R_{npt} (b'_{nt} - b_t) h'_{nt} (h_{0t} - 0,5 h'_n) + \\ + \Sigma R_{a.cti} F'_{ai} (h_{0t} - a'_i).$$

Ширину сжатой полки b'_{nt} , вводимую в расчет тавровых сечений, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

$1/2 l_p$ — при наличии поперечных ребер, где l_p — расстояние в свету между продольными ребрами;

$6h'_{nt}$ — при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами, а также при $h'_{nt} < 0,1 h_t$;

при консольных свесах полки $6h'_{nt}$ при $h'_{nt} \geq 0,1 h_t$; $3h'_{nt}$ при $0,05 h_t \leq h'_{nt} \leq 0,1 h_t$; при $h'_{nt} < 0,05 h_t$ — свесы не учитываются в расчетах.

При расчете внецентренно-сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения, поврежденных огнем, учитывают случайный начальный эксцентриситет $e_{сл}$, влияние прогиба от внешней нагрузки на остаточную несущую способность с учетом прогрева сечения и изменения свойств материалов, а также остаточный температурный прогиб (выгиб) e'_t .

Остаточный прогиб e_t после температурного воздействия определяют по результатам измерений при натурном освидетельствовании конструкций, поврежденных пожаром, или расчетом.

Расчетный эксцентриситет внешней силы до менее сжатой (растянутой) арматуры элемента, поврежденного огнем, находят по формуле

$$e = e_{ц} + (e_0' + e_{сл}) \eta + e'_t.$$

Значения эксцентриситетов принимают равными: $e_{\text{ц}} = 0,5h - a$; $e_0 = M/N$; $e_{\text{с.л}} \geq l/600 \geq h/30 \geq 1$ см.

Остаточную несущую способность поврежденного огнем железобетонного элемента, работающего по первому случаю сжатия (рис. 59, а,б), при $\xi_t \leq \xi_R^*$ вычисляют из условия

$$Ne \leq R_{\text{прт}} F_{\text{бт}} (h_{0t} - 0,5 x_t) + \sum R_{\text{а.слт}} F'_{\text{ат}} (h_{0t} - a'_t). \quad (25)$$

При этом высота сжатой зоны x_t

$$N + \sum R_{\text{ат}} F_{\text{ат}} - \sum R_{\text{а.слт}} F'_{\text{ат}} = x_t b_t R_{\text{прт}}.$$

Остаточную несущую способность поврежденных огнем железобетонных элементов, работающих по второму случаю сжатия (рис. 59, в,г), при $\xi_t > \xi_R^*$ также определяют из условия (25). При этом высоту сжатой зоны для элементов из бетона М400 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, и А-III находят из совместного решения уравнений

$$\begin{cases} N + \sum \sigma_{\text{ат}} F_{\text{ат}} - \sum R_{\text{а.слт}} F'_{\text{ат}} = x_t b_t R_{\text{прт}}; \\ \sigma_{\text{ат}} = \left(2 \frac{1 - x_t/h_{0t}}{1 - \xi_R^*} - 1 \right) R_{\text{атт}}. \end{cases}$$

Если величина $e_0 \simeq e_{\text{с.л}}$, а расчетная длина элемента прямоугольного сечения $l_0 \leq 20h_t$, остаточную несущую способность сжатого элемента рассчитывают из условия

$$N_{\text{рт}} = m_t \varphi_t (R_{\text{прт}} F_{\text{бт}} + \sum R_{\text{а.слт}} F_{\text{ат}}). \quad (26)$$

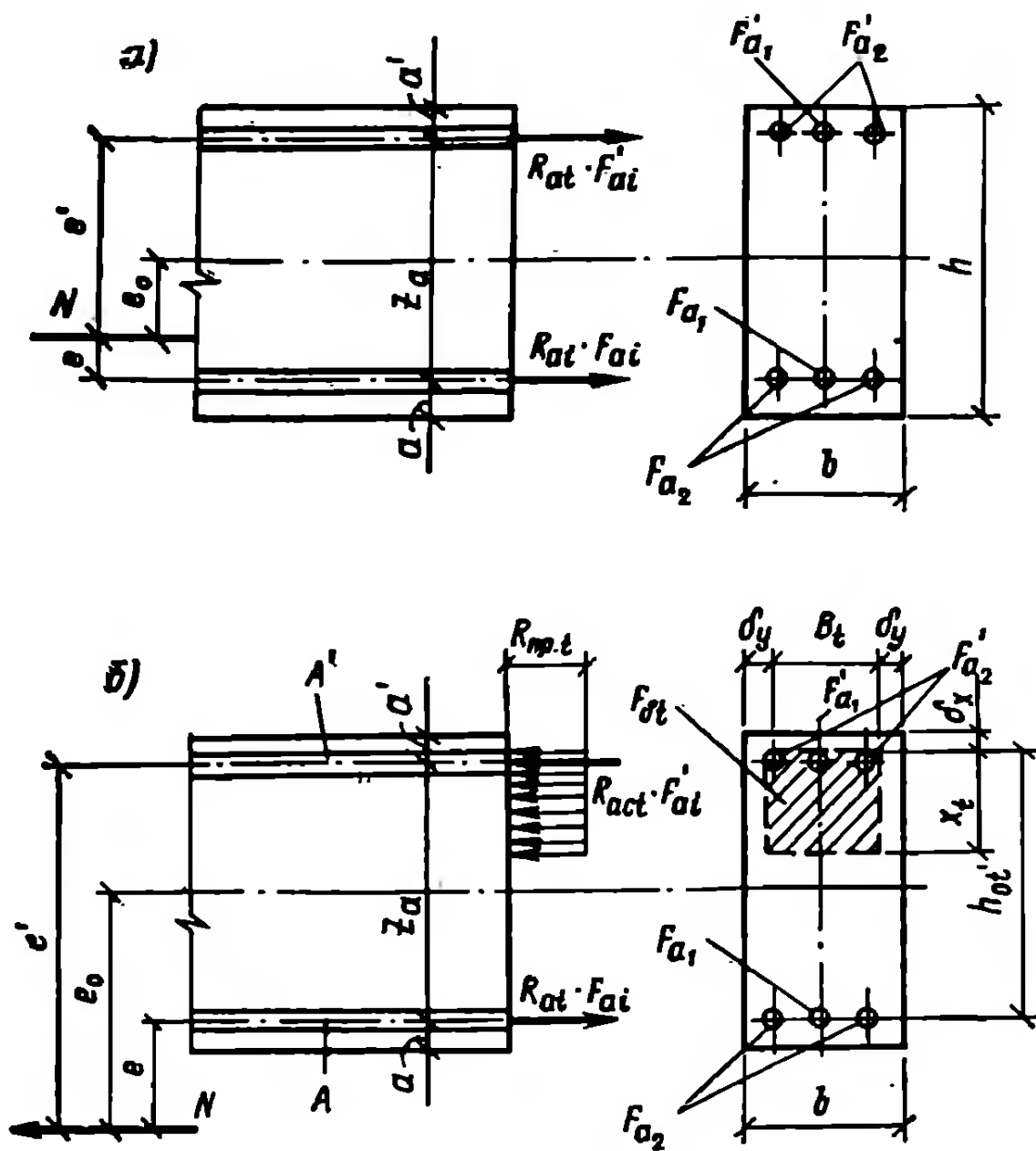
Коэффициенты m_t и φ_t определяют по данным СНиП II-21-75 с учетом уменьшения размеров сечения элемента, поврежденного огнем, и изменения прочностных свойств бетона и арматурной стали от нагрева до соответствующей температуры и последующего охлаждения.

Остаточную несущую способность центрально-растянутых железобетонных элементов вычисляют по формуле

$$N_{\text{рт}} = \sum R_{\text{ати}} F_{\text{ати}}.$$

Правая часть формулы представляет собой сумму произведений площади i -х стержней арматуры, расположенных в различных частях сечения, на остаточное сопротивление арматуры в зависимости от степени ее нагрева.

Прямоугольные сечения внецентренно-растянутых железобетонных элементов рассчитывают в зависимости от положения внешней продольной силы. Если продольная сила приложена между равнодействующими усилий в ар-



матуре A и A' (рис. 60,а), прочность определяют из следующих условий:

$$Ne \leq \sum R_{ati} F_{ai} (h_{0i} - a'_i);$$

$$Ne' \leq \sum R_{ati} F_{ai} (h_{0i} - a_i).$$

Если продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 60,б), прочность внецентренно-растянутого элемента, поврежденного огнем, вычисляют из условия

$$Ne \leq R_{npt} b_t x_t (h_{0t} - 0,5 x_t) + \sum R_{a.cti} F'_{ai} (h_{0t} - a'_i). \quad (27)$$

При этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_l b_l R_{\text{прт}} = \Sigma R_{\text{атт}} F_{\text{ат}} - \Sigma R_{\text{а.стт}} F'_{\text{ат}} - N. \quad (28)$$

Если полученная из расчета по формуле (28) величина $x_l > \xi_R^* h_{0l}$, в условие (27) подставляют $x_l = x_{R,l}^* = \xi_R^* h_{0l}$.

При расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы предельные усилия вычисляют с учетом следующего: 1) поперечное сечение элемента уменьшают на толщину бетона, прогретого выше критической температуры; 2) поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над наклонной трещиной, определяют в зависимости от остаточного сопротивления растяжению $R_{\text{прт}}$, уменьшенных размеров элемента и наклона расчетного сечения; 3) в расчет вводят всю пересекающую рассматриваемое наклонное сечение поперечную арматуру с расчетным сопротивлением $R_{\text{атт}}$; 4) усилия в поперечной арматуре направлены вдоль оси стержней; 5) сопротивление продольной арматуры действию поперечных сил не учитывают.

Для изгибаемых (рис. 61) и внецентренно сжатых элементов постоянной высоты, армированных хомутами, длину опасного наклонного сечения находят по формуле

$$c_0 = \sqrt{(k_{2l} R_{\text{прт}} b_l h_{0l}^2) / q_x^*}.$$

Предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении, вычисляют по следующей зависимости:

$$Q_{x,0}^* = 2 \sqrt{k_{2l} R_{\text{прт}} b_l h_{0l}^2 q_x^*}.$$

Коэффициент k_{2l} является функцией средневзвешенной температуры бетона t_6 ядра сжатой зоны

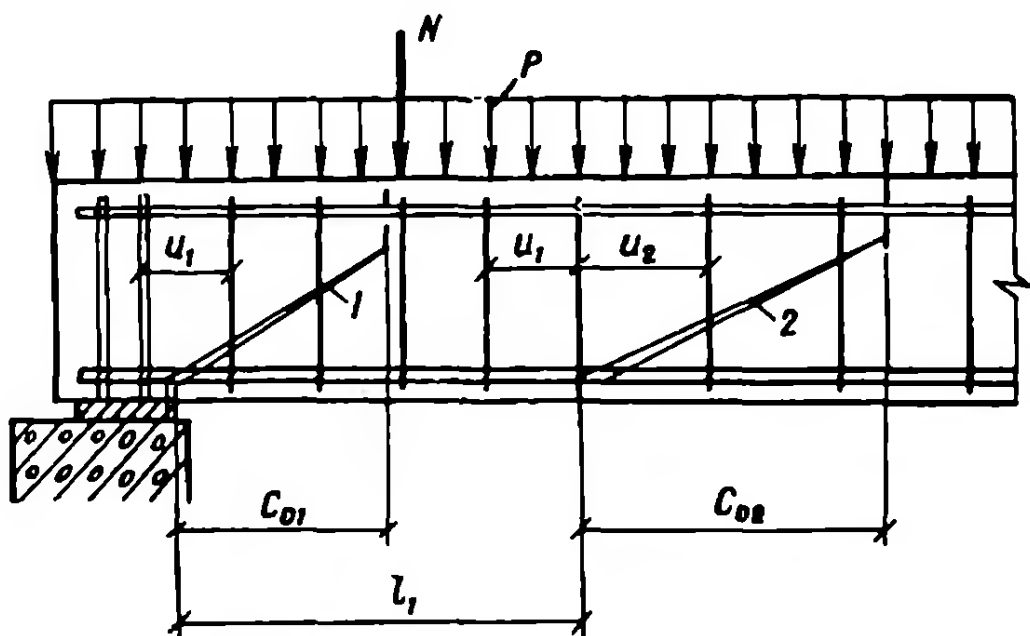
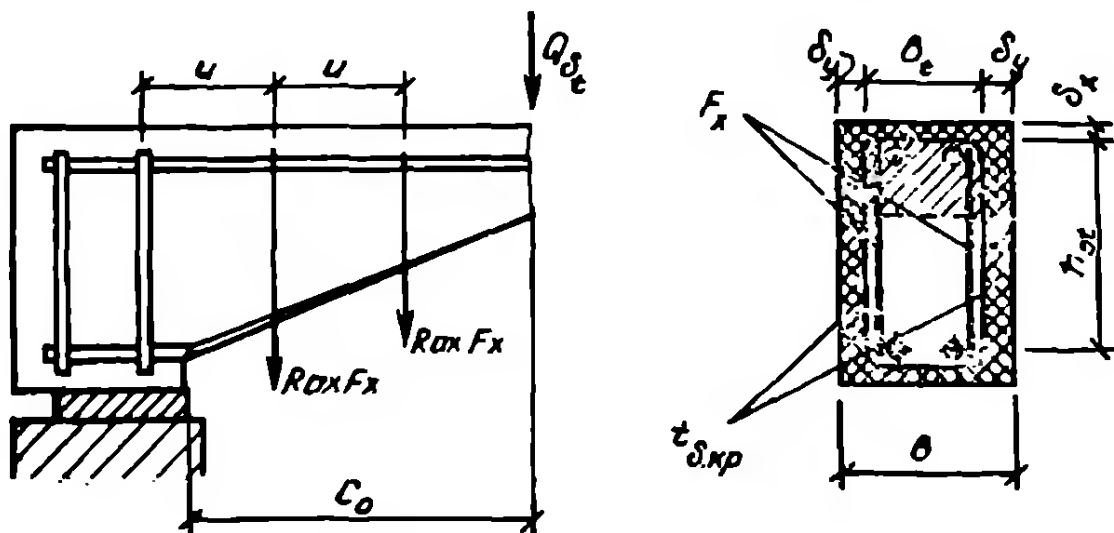
$$k_{2l} = 1,5 + 0,25 \cdot 10^{-2} t_6 \geq 2.$$

Значения b_l и h_{0l} принимают в пределах наклонного сечения с учетом повреждения бетона высокими температурами (выше критической температуры бетона) в зависимости от вида обогрева элемента.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента, подвергнувшегося огневому воздействию, в пределах наклонного сечения определяют по формуле

$$q_x^* = R_{\text{а.ст}} F_x / u_{\text{факт}}.$$

Расстояния между хомутами $u_{\text{факт}}$ проверяют для



62. Места расположения невыгоднейших наклонных сечений

1 — у опоры; 2 — у начала изменения интенсивности расположения хомутов

невыгоднейших сечений: у опоры и в местах изменения интенсивности хомутов (рис. 62).

Если при расчете на действие внешней поперечной силы соблюдается условие

$$Q \leq Q_{p1.1}^* = k_1 R_{p1} b_1 h_{01}.$$

при новлении конструкции здания, поврежденно-

го огнем, достаточно предусмотреть ремонт элемента. В этом случае коэффициент k_1 принимают для линейных элементов (балок, ребер и т. п.) 0,6; для сплошных плоских плит 0,75.

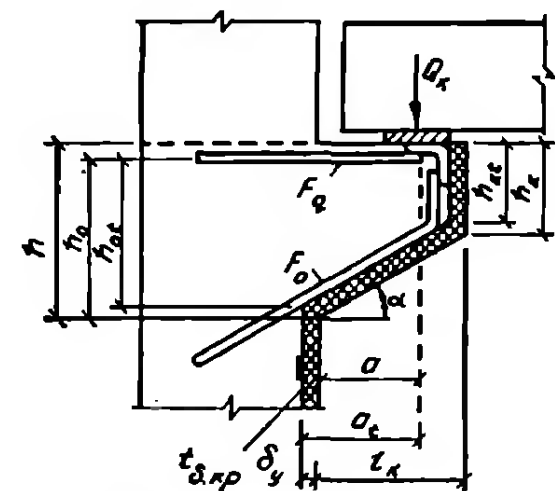
Если при расчете на действие поперечной силы не соблюдается условие

$$Q \leq Q_{pt2}^* = 0,35 R_{прt} b_l h_{0l},$$

следует предусмотреть усиление расчетного сечения

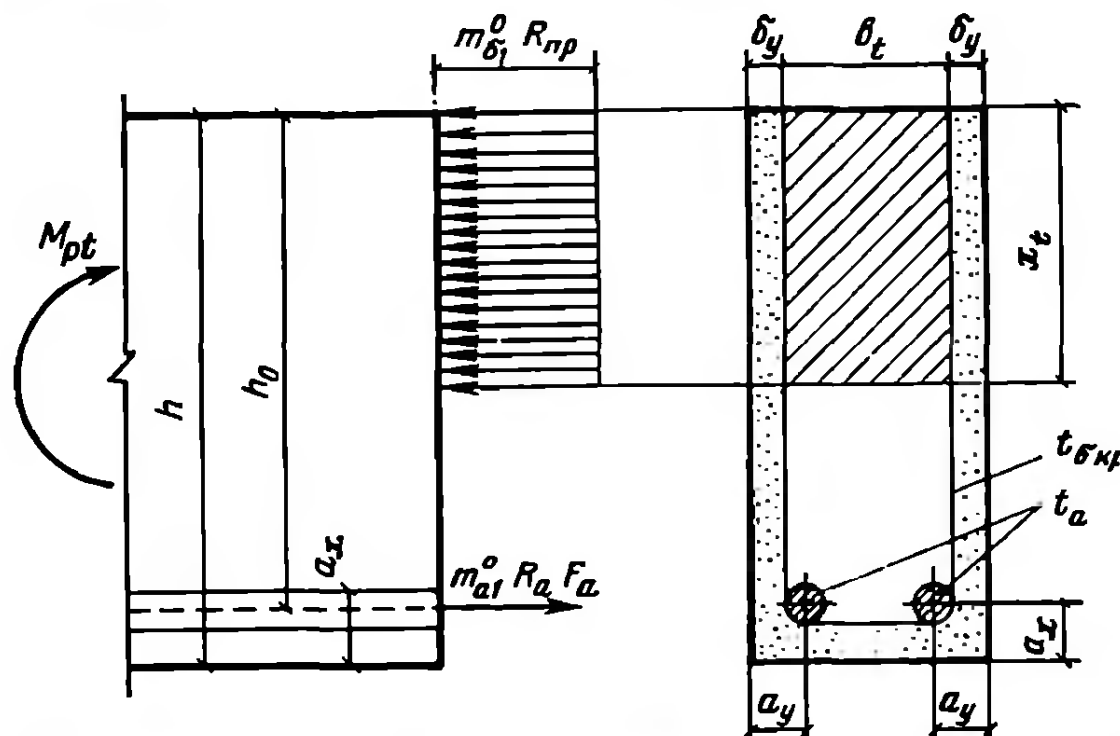
элемента, при этом значение призмочной прочности для бетона выше М400 принимают как для бетона М400 ($R_{прt} \leq 17,5$ МПа).

Наиболее слабым в тепловом отношении элементом колонны во время пожара являются консоли, что объясняется особенностью их конструкций и обогрева консолей. Конструкция консоли представляет собой выступ, массивность которого мень-



63. Расчетная схема для короткой консоли при расчете ее остаточной прочности после огневого воздействия на поперечную силу

$t_{б-кр}$ — изотерма прогрева бетона по сечению до критической температуры;
 δ_y — толщина полностью поврежденного слоя бетона



64. К расчету остаточной прочности сечения железобетонной балки после пожара

ше тела колонны. Кроме обогрева с боковых поверхностей консоль омывается горячими продуктами сгорания снизу (иногда и сверху). Прогрев углов консоли происходит интенсивнее вследствие двумерного потока тепла. После пожара прочность консолей снижается больше, чем стоек колонн. Возрастает опасность среза консолей колонн вследствие увеличения расстояния от точки приложения внешней силы до опорного сечения консоли ($a_t > a$) (рис. 63).

Остаточную прочность короткой консоли ($l_k \leq 0,9 h_0$), поддерживающей элементы покрытий и перекрытий при статической нагрузке, определяют по формуле

$$Q_k^* = (k_3 R_{pt} b_t h_{0t}^2) / a_t.$$

Остаточную прочность консоли при этом принимают

$$Q_k^* \leq 2,5 R_{pt} b_t h_{0t}.$$

Коэффициент k_3 является функцией средней температуры нагрева бетона сжатой зоны сечения

$$k_3 = 1 + 0,25 \cdot 10^{-2} t_6 \geq 1,2.$$

Данные расчета согласуются с опытом на консоли с углом наклона сжатой грани $\alpha \leq 45^\circ$ и с высотой сечения у свободного края $h_{kt} \geq 1/3 h$, где h — высота опорного сечения консоли.

7. Примеры расчета железобетонных элементов

Задание. Определить остаточную прочность изгибаемых элементов по нормальному сечению на участках повреждения балок.

Исходные данные. Размеры расчетных сечений изгибаемых балок $b \times h = 16 \times 40$ см (рис. 64); продольная арматура — стержни периодического профиля 2 Ø 20 класса А-III, марки 35ГС; осевое расстояние $a_x = a_y = 3$ см; бетон тяжелый на известняковом щебне М200 (влажность 2%, объемная масса 2250 кг/м³); по участкам здания длительность огневого воздействия, приведенная к стандартному пожару, равна 0,5; 1 и 2 ч; обогрев сечений трехсторонний (снизу и с боков); начальная температура по сечению элементов $t_n = 20^\circ\text{C}$; изгибающий момент, действовавший во время пожара на расчетные сечения, $M = 30$ кН·м.

Дополнительные данные. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a_x = 40 - 3 = 37$ см; расчетные характеристики арматурной стали и бетона (находим по табл. 53, 55, 56). $R_a = 340$ МПа, $F_a = 6,28$ см², $R_{пр} = 9$ МПа; критическая температура нагрева бетона $t_{6,кр} = 600^\circ\text{C}$ (по табл. 31 при $k_6 = 2$ и $b = 0,3$ м); коэффициенты условий работы бетона после нагрева до средних температур 500, 300 и 150°C соответственно равны 0,68, 0,85 и 0,9 (см. табл. 32); коэффициенты условий работы оттоженной арматуры принимают по данным табл. 41.

Теплотехническая часть расчета. Для бетона сжатой зоны сечения характерен двусторонний симметричный обогрев, для растянутой арматуры — двухсторонний несимметричный обогрев.

Распределение температуры по сечению, обогреваемому с двух противоположных сторон, находим по графику прогрева изоградиционной пластины (см. рис. 46). Изотермы прогрева до расчетных температур (при $\Delta t \cong 200^\circ\text{C}$), толщина расчетных слоев сечения и

58. Расположение изотрем прогрева в сжатой зоне бетона

Длительность огневого воз- действия t , ч	Расстояние от обогреваемой поверхности сечения, см. до изотермы прогрева, $^\circ\text{C}$				
	20	100	200	400	600
0,5	8	6	4	2	0,6
1	—	8	7	4	1,6
2	—	—	—	8	4,2

59. Характеристика расчетных слоев бетона сжатой зоны сечения

Длительность огневого воз- действия t , ч	Толщина, мм, слоев сечения элемента, прогретого до сред- ней температуры, $^\circ\text{C}$				
	60	150	300	500	более 600
	при коэффициенте условий работы бетона				
	1	0,9	0,85	0,68	0
0,5	2	2	2	1,4	0,6
1	—	1	3	2,4	1,6
2	—	—	—	3,8	4,2

коэффициент условий работы прогретого бетона до средних темпе- ратур приведены в табл. 58 и 59.

Ширина сечения элемента, подвергшегося огневому воздействию в течение 0,5; 1 и 2 ч, соответственно равна:

$$b_{0,5} = 16 - 2 \cdot 0,6 = 14,8 \text{ см}; \quad b_1 = 16 - 2 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ см};$$

$$b_2 = 16 - 2 \cdot 4,2 = 7,6 \text{ см}.$$

Расчетные коэффициенты условий работы бетона по неравно- мерно прогретому сечению после огневого воздействия длительностью 0,5; 1 и 2 ч соответственно равны:

$$m_{0,5}^0 = \frac{2 \sum m_{\delta t}^0 \delta y_{\text{уч}}}{b_t} = \frac{2 (1 \cdot 2 + 0,9 \cdot 2 + 0,85 \cdot 2 + 0,68 \cdot 1,4)}{14,8} =$$

$$m_{0,5}^0 = \frac{2 (0,9 \cdot 1 + 0,85 \cdot 3 + 0,68 \cdot 2,4)}{12,8} =$$

$$m_{0,5}^0 = \frac{2 \cdot 0,68 \cdot 3,8}{7,6} = 0,68.$$

Степень нагрева арматурных стержней при осевом расстоянии $a_x = a_y = 3$ см и одностороннем обогреве определяют по графику (см. рис. 38). Данные удобно представить в табличном виде (табл. 60).

Температуру нагрева для двухмерного поля (угловые стержни) вычисляют по формуле (14), коэффициенты условий работы арматуры — по табл. 41.

После огневого воздействия длительностью 0,5, 1 и 2 ч соответственно:

$$t_{ху\tau} = 820 - \frac{(820 - 150)^2}{820 - 20} = 260^\circ \text{C}; m_{a1}^0 = 1,23;$$

$$t_{ху\tau} = 930 - \frac{(930 - 320)^2}{930 - 20} = 520^\circ \text{C};$$

$$t_{ху\tau} = 1030 - \frac{(1030 - 480)^2}{1030 - 20} = 840^\circ \text{C}; m_{a1}^0 =$$

60. Температура среды пожара и нагрева арматурных стержней в зависимости от длительности огневого воздействия

Длительность огневого воздействия τ , ч	Температура нагрева арматуры $t_a = t_{ax} = t_{ay}$, $^\circ\text{C}$	Температура среды при пожаре t_c , $^\circ\text{C}$
0,5	150	820
1	320	930
2	480	1030

Статистическая часть расчета сечения. Характеристику сжатой зоны бетона элемента до пожара определяют по формуле (15) [32]

$$\xi_0 = 0,85 - 0,008 R_{пр} = 0,85 - 0,008 \cdot 9 = 0,78.$$

Характеристики сжатой зоны бетона для элементов, подвергшихся огневому воздействию длительностью 0,5; 1 и 2 ч, соответственно равны, см. формулу (18):

$$\xi_{0f} = 0,85 - 0,008 \cdot 7,83 = 0,787; \xi_{0f} = 0,85 - 0,008 \cdot 7,11 = 0,793;$$

$$\xi_{0f} = 0,85 - 0,008 \cdot 6,12 = 0,8.$$

Расчетные характеристики материалов и характеристики сечений элементов в зависимости от длительности огневого воздействия приведены в табл. 61.

61. Расчетные характеристики материалов железобетона и сечений элементов

Длительность огневого воздействия τ , ч	Арматура		Бетон		Сечение конструкции	
	m_{a1}^0	$R_{a f}$	m_{b1}^0	$R_{пр f}$	b_f	$\xi_{0 f}$
0	1	340	1	9	16	0,78
0,5	1,23	420	0,87	7,83	14,8	0,787
1	1,27	400	0,79	7,11	12,8	0,793
2	0,6	234	0,68	6,12	7,6	0,8

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона изгибаемого элемента до пожара находят по формуле (14) [32]

$$\xi_R = \xi_0 / \left[1 + \frac{R_a}{\sigma_{Ac}} \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1} \right) \right] = 0,78 / \left[1 + \frac{340}{400} (1 - 0,78/1,1) \right] = 0,626.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона после огневого воздействия длительностью 0,5; 1 и 2 ч по формуле (17) соответственно составит:

$$\xi_R^* = 0,727 / [1 + 0,25 \cdot 10^{-2} \cdot 420 (1 - 0,91 \cdot 0,727)] =$$

$$x_R^* = 0,61 \cdot 37 = 22,57 \text{ см};$$

$$\xi_R^* = 0,793 / [1 + 0,25 \cdot 10^{-2} \cdot 400 (1 - 0,91 \cdot 0,793)] =$$

$$x_R^* = 0,62 \cdot 37 = 22,94 \text{ см};$$

$$\xi_R^* = 0,8 / [1 + 0,25 \cdot 10^{-2} \cdot 204 (1 - 0,91 \cdot 0,8)] =$$

$$x_R^* = 0,7 \cdot 37 = 25,9 \text{ см},$$

Высоту сжатой зоны изгибаемого элемента до пожара рассчитывают по формуле (16) [32]:

$$x = R_a F_a / (b R_{np}) = 340 \cdot 6,29 / (16 \cdot 9) = 14,83 \text{ см}.$$

Высоту сжатой зоны элемента определяют по формуле (19). После огневого воздействия длительностью 0,5; 1 и 2 ч она будет равна соответственно:

$$x_t = 420 \cdot 6,28 / (14,8 \cdot 7,83) = 22,8 \text{ см};$$

$$x_t = 400 \cdot 6,28 / (12,8 \cdot 7,11) = 27,6;$$

$$x_t = 204 \cdot 6,28 / (7,6 \cdot 6,12) = 27,54 \text{ см}.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения элемента до пожара и после огневого воздействия длительностью 0,5; 1 и 2 ч соответственно:

$$\xi = x/h_0 = 14,83/37 = 0,4 < 0,626 = \xi_R;$$

$$\xi_t = x_t/h_0 = 22,8/37 = 0,616 \approx 0,61 = \xi_R^*;$$

$$\xi_t = 27,6/37 \approx 0,746 > 0,62 = \xi_R^*;$$

$$\xi_t = 27,54/37 = 0,744 > 0,7 = \xi_R^*.$$

Следовательно, изгибаемый элемент до воздействия высоких температур работает по первому случаю ($\xi < \xi_R$), после огневого воздействия длительностью 1—2 ч — по второму случаю ($\xi_t > \xi_R^*$).

Несущую способность железобетонного изгибаемого элемента с одиночной арматурой до огневого воздействия по нормальному сечению вычисляют по формуле (17) [32].

$$M = R_{np} b x (h_0 - 0,5 x) = 9 \cdot 16 \cdot 14,83 (37 - 0,5 \cdot 14,83) = 63180 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 63,18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Остаточную несущую способность железобетонного элемента после пожара определяют по формуле (21). Она составит после огневого воздействия длительностью 0,5; 1 и 2 ч соответственно:

$$p_l = R_{прт} b_l x_R^* (h_0 - 0,5 x_R^*) = 7,83 \cdot 14,83 \cdot 22,57 \times$$

$$\times (37 - 0,5 \cdot 22,57) = 67260 = 67,26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{прт} = 7,11 \cdot 12,8 \cdot 22,94 (37 - 0,5 \cdot 22,94) = 53300 = 53,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{прт} = 6,12 \cdot 7,6 \cdot 25,9 (37 - 0,5 \cdot 25,9) = 28970 = 28,97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Относительная остаточная несущая способность изгибаемых элементов после огневого воздействия длительностью 0,5; 1 и 2 ч составит соответственно:

$$m_{ост} = p_l / M = 67,26 / 63,18 = 1,06; \quad M_{ост} = 53,3 / 63,18 =$$

$$M_{ост} = 28,97 / 63,18 = 0,46.$$

Следовательно, необратимое снижение прочности элементов наблюдается после огневого воздействия длительностью 1 (26%) и 2 ч (54%); железобетонные элементы по этим зонам следует отнести к средней и сильной степени повреждения (см. табл. 47).

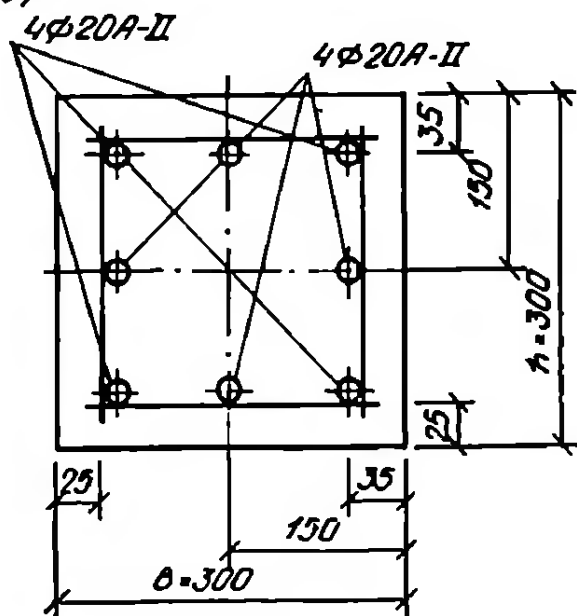
Задание. Определить остаточную несущую способность железобетонных колонн, расположенных в различных зонах огневого воздействия.

Исходные данные. Сечение колонны $b \times h = 30 \times 30$ см; расчетная длина $l_0 = 3$ м; армирование симметричное 8 $\varnothing 20$ А-III (рис. 65); бетон на известняковом щебне М300; плотность бетона 2,3 т/м³, влажность 2,5%, толщина защитного слоя $\delta_x = \delta_y = 25$ мм, действовавшая нагрузка во время пожара $N = 1000$ кН ($N_{дл}/N = 1$); длительность огневого воздействия по зонам здания, приведенная к стандартному пожару, $\tau_c = 1; 1,5$ и 2 ч, обогрев сечения четырехсторонний; начальная температура $t_n = 20^\circ\text{C}$.

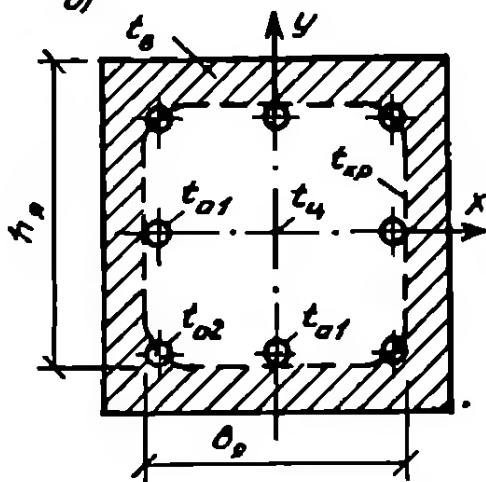
Дополнительные данные. При заданных значениях длительности огневого воздействия по зонам здания температуру внутренней среды пожара находят по табл. 24: при $\tau_c = 1; 1,5$ и 2 ч соответственно $t_c = 925; 990$ и 1030°C .

Расчетные характеристики арматурной стали и бетона до нагрева находят по табл. 53—56: $R_{a,c} = 270$ МПа; $F_{a1} = F_{a2} = 12,56$ см²; $R_{пр} = 13,5$ МПа.

а)



б)



65. К расчету остаточной несущей способности железобетонной колонны после пожара

а — армирование сечения; б — распределение температур по сечению

Осевое расстояние $\delta_x = \delta_y = a_x + 0,5d = 25 + 10 = 35$ мм.

Коэффициенты тепловой инерции прогрева арматурных стержней при осевом расстоянии $\delta_x = 3,5$ см и $h_c = 0,5h = 0,5 \cdot 30 = 15$ см рассчитывают по формуле (16). Они составят после огневого воздействия длительностью 1; 1,5 и 2 ч соответственно:

$$m_{63}^0 = 1/[1 - (3,5/15)^2] = 1,07 < 1,3;$$

$$m_{63}^0 = 1,5/[1,5 - (3,5/15)^2] = 1,04;$$

$$m_{63}^0 = 2/[2 - (3,5/15)^2] = 1,03.$$

Теплотехническая часть расчета. Температуру стержней арматуры, расположенной по сечению, при толщине защитного слоя бетона $a_x = a_y = 2,5$ см находят по графику прогресса железобетонной плиты (см. рис. 38), коэффициенты условий работы отожженной арматуры класса А-III — по табл. 41.

62. Результаты расчета прогресса арматурных стержней

$\tau_c, \text{ч}$	m_{63}^0	t_{ax}	t_{ay}	t_{axy}	t_a	m_{a1}^0	Стержни
1	1,07	$\frac{320}{320}$	$\frac{—}{320}$	$\frac{—}{520}$	$\frac{340}{555}$	$\frac{1,25}{1,12}$	Средние
							Угловые
1,5	1,04	$\frac{420}{420}$	$\frac{—}{420}$	$\frac{—}{655}$	$\frac{435}{680}$	$\frac{1,23}{0,97}$	Средние
							Угловые
2	1,03	$\frac{520}{520}$	$\frac{—}{520}$	$\frac{—}{770}$	$\frac{535}{790}$	$\frac{1,15}{0,725}$	Средние
							Угловые

Температуру нагрева угловых стержней определяют по формуле (13). Она составит при длительности огневого воздействия 1—2 ч соответственно:

$$t_{axy} = 925 - (925 - 320)^2 / (925 - 20) = 520^\circ \text{C};$$

$$t_{axy} = 990 - (990 - 420)^2 / (990 - 20) = 655^\circ \text{C};$$

$$t_{axy} = 1030 - (1030 - 520)^2 / (1030 - 20) = 770^\circ \text{C}.$$

Для определения критической температуры нагрева бетона находят коэффициенты безопасности по прочности бетона из выражения

$$k_{6\tau} = [R_{np} F + R_{a.c} (F_{a1} m_{a1}^0 + F_{a2} m_{a2}^0)] / N;$$

$$k_{61} = [13,5 \cdot 900 + 400 (1,25 + 1,12) 12,56] / [1\,000\,000 (0,01)] =$$

$$k_{61,5} = 1,96; \quad k_{62} = 1,85.$$

Коэффициенты использования прочности бетона по неравномерно прогрему сечению определяют в зависимости от средней температуры прогресса сечения (табл. 63)

Статическая часть расчета. Несущую способность железобетонных колонн до огневого воздействия определяют по формуле (1) прил. 2 СНиП II-21-75:

$$N = m \varphi [R_{np} F + R_{a.c} (F_{a1} + F_{a2})] = 1 \cdot 0,89 [13,5 \cdot 900 + + 270 (12,56 + 12,56)] (0,01) = 1\,680 \text{ кН}.$$

63. Критическая и средняя температуры прогрева сечений колонн

$\tau_c, \text{ч}$	$k_{6\tau}$	$t_{6 \text{ кр.}}^{\circ\text{C}}$ (табл. 36)	$t_{\text{ц.}}^{\circ\text{C}}$ (рнс. 42)	$t_{\text{ср}} = \frac{t_{6.к} + t_{\text{ц}}}{2}$	m_{61}^0 (табл. 32)
1	2,02	625	25	325	0,83
1,5	1,96	600	30	315	0,84
2	1,85	550	50	300	0,85

Размеры ядра сечения определяют без учета толщины полностью поврежденного слоя бетона δ_i ; коэффициент φ_i по табл. 22 [32]. Данные к расчету остаточной прочности сечений железобетонных колонн приведены в табл. 64.

64. Размеры ядра сечения колонн и коэффициенты, учитывающие гибкость элементов

	$\delta_i, \text{см}$ (табл. 36)	$b_{\text{я}} = b - 2\delta_i, \text{см}$	$F_{\text{я}} = 0,9b_{\text{я}}^2, \text{см}^2$	$\lambda_i = \frac{l_0}{b_{\text{я}}}$	$\varphi_i =$
0		30	900	10	0,89
1		27,2	740	11,03	0,87
1,5		25,6	655	11,72	0,86
2		24,2	586	12,4	0,85

Остаточную прочность сечений колонн (при $l_0 = 300 < 20 h_{\text{я}} = 500 \text{ см}$) определяют по формуле (26).

$$N_{pi} = m_i \varphi_i (m_{61}^0 R_{\text{пр}} F_{\text{я}i} + \sum m_{ai}^0 R_{a.c} F_{ai});$$

$$N_{p1} = 1 \cdot 0,87 [0,83 \cdot 13,5 \cdot 740 + (1,25 + 1,12) 270 \cdot 12,56] = 1\,420 \text{ кН}$$

$$N_{p1,5} = 1 \cdot 0,86 [0,84 \cdot 13,5 \cdot 655 + (1,25 + 0,97) 270 \cdot 12,56] = 1\,280 \text{ кН};$$

$$N_{p1,2} = 1 \cdot 0,85 [0,85 \cdot 13,5 \cdot 586 + (1,15 + 0,725) 270 \cdot 12,56] = 1\,110 \text{ кН}$$

Остаточную несущую способность колонн, поврежденных огнем, рассчитывают по формуле

$$m_{\text{ост1}} = N_{p1}/N = 1\,420/1\,680 = 0,85;$$

$$m_{\text{ост1,5}} = 1\,280/1\,680 = 0,76; \quad m_{\text{ост2}} = 1\,110/1\,680 = 0,66.$$

Техническое заключение. Колонны, подвергавшиеся огневому воздействию длительностью 1 ч, относятся к группе слабых повреждений (снижение прочности 15%), остальные колонны — к группе средних повреждений (снижение прочности 24—34%).

1. Алексашенко А. А., Кошмаров Ю. А., Молчадский И. С. Тепломассоперенос при пожаре. — М.: Стройиздат, 1982, 175 с.
2. Башкирцев М. П., Бубырь Н. Ф., Минаев Н. А. Основы пожарной теплофизики. — М.: Стройиздат, 1978, 200 с.
3. Биргер И. А. Техническая диагностика. — М.: Машиностроение, 1978, 240 с.
4. Бойко М. Д. Техническая эксплуатация зданий и сооружений. — Л.: Стройиздат, 1980, 104 с.
5. Бурак Л. Я., Рабирович Г. М. Техническая экспертиза жилых домов старой застройки. — Л.: Стройиздат, 1977, 160 с.
6. Горшков В. С., Тимашев В. В., Савельев В. Г. Методы физико-химического анализа вяжущих веществ. — М.: Высшая школа, 1981, 335 с.
7. Зенков Н. И. Строительные материалы и поведение их в условиях пожара. — М.: ВИПТШ МВД СССР, 1974, 176 с.
8. Ильин Н. А. Испытание железобетонных конструкций, поврежденных огнем, и оценка их пригодности для дальнейшей эксплуатации. В кн.: «Железобетонные конструкции. Экспериментально-теоретические исследования». — Куйбышев, КуИСИ, 1979, 140—150 с.
9. Ильин Н. А. Огнестойкость железобетонных и каменных конструкций. — Куйбышев, КуИСИ, 1974, 56 с.
10. Ильин Н. А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1979, 128 с.
11. Исследования в области жаростойкого бетона. — М.: Стройиздат, 1981, 110 с.
12. Испытание сборных железобетонных конструкций. / Комар А. Г., Дубровин С. Н. и др. — М.: Высшая школа, 1980, 292 с.
13. Комиссарчик Р. Г. Методы технического обследования ремонтируемых зданий. — М.: Стройиздат, 1975, 89 с.
14. Лещинский М. Ю. Испытание бетона. — М.: Стройиздат, 1980, 360 с.
15. Лифанов И. С. Шерстюков Н. Г. Метрология, средства и методы контроля качества в строительстве. — М.: Стройиздат, 1979, 223 с.
16. Макагонов В. А. Бетон в условиях высокотемпературного нагрева. — М.: Стройиздат, 1979, 87 с.
17. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий. АКХ, М., Стройиздат, 1972, 110 с.
18. Михно Е. П. Ликвидация последствий пожаров и стихийных бедствий. — М.: Атомиздат, 1979, 287 с.
19. Монахов В. Т. Методы исследования пожарной опасности веществ. М., Химия, 1979, 424 с.
20. Некрасов К. Д., Жуков В. В. Гуляева В. Д. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур. — М.: Стройиздат, 1972, 128 с.
21. Огнестойкость конструкций. Бушев В. П., Пчелинцев В. А., Федоренко В. С., Яковлев А. И. — М.: Стройиздат, 1971, 261 с.
22. Перкинс Ф. Железобетонные сооружения. Ремонт, гидроизоляция и защита. — М.: Стройиздат, 1980, 256 с.
23. Преображенский В. А. Теплотехнические измерения и приборы. — М.: Энергия, 1978, 703 с.
24. Приборы для неразрушающего контроля материалов и изделий под ред. В. В. Ключева. — М.: Машиностроение, 1976, 717 с.

25. Рекомендации по натурным обследованиям железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1972, 77 с.

26. Ржаницин А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. — М.: Стройиздат, 1978, 240 с.

27. Ройтман М. Я. Пожарная профилактика в строительном деле. — М.: ВИПТШ МВД СССР, 1975, 525 с.

28. Романенков И. Г., Кирпичников Г. М. Пожарная безопасность зданий и сооружений. — М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1977, 55 с.

29. Романенко П. Н., Кошмаров Ю. Н., Башкирцев М. П. Термодинамика и теплопередача в пожарном деле. — М.: ВИПТШ МВД СССР, 1977, 415 с.

30. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат, 1978, 174 с.

31. Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1979, 31 с.

32. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). — М.: Стройиздат, 1977, 325 с.

33. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. — М.: Стройиздат, 1978, 345 с.

34. Руководство по проведению натурных обследований промышленных зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1975, 102 с.

35. Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1977, 285 с.

36. Руководство по эксплуатации строительных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1981, 56 с.

37. Смоленская Н. Г., Ройтман А. Г., Кириллов В. Д. Современные методы обследования зданий. — М.: Стройиздат, 1979, 148 с.

38. Судаков В. В. Контроль качества и надежность железобетонных конструкций. — Л.: Стройиздат, 1980, 167 с.

39. Сычев В. М., Жуков В. В. Огнестойкость строительных конструкций. — М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1976, 60 с.

40. Теплопередача при пожаре. / Под ред. П. Блекшира. — М.: Стройиздат, 1981, 164 с.

41. Федотов А. И., Ульянов А. И., Мегорский Б. В. Пожарно-техническая экспертиза. Организация и проведение. — М.: ВИПТШ МВД СССР, 1978, 210 с.

42. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях и сооружениях и методы их устранения. — М.: Стройиздат, 1978, 160 с.

43. Фураев М. С. Техника безопасности при разборке зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1971, 49 с.

44. Елихов С. Н., Мазурин Л. И., Миткина Л. В. Контроль качества строительных работ. — М.: Стройиздат, 1981, 512 с.

45. Якубовский Б. В., Ермолаев Н. Н., Акридин Д. В. Испытание железобетонных конструкций и сооружений. — М.: Высшая школа, 1965, 276 с.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Акт испытания элементов конструкций 80
- обследования зданий 71, 77
- о пожаре технический 6, 74
- освидетельствования конструкций 78
- Арматура 48
- вскрытие 51
- вырезка 57
- перегрев 54
- пережог 54
- Арматура круглая, гладкая 172, 173
- периодического профиля 172, 173
- проволочная 174
- стержневая 174
- Бетон на граните 123
- на известняковом щебне 123
- Варианты восстановления 68
- Ведомость дефектов 19
- Граница повреждений 63
- Диагностика техническая 111
- Длительность обследования 11
- Документация 70
- заключительная 78
- рекогносцировочная 71
- Загрузка горючая 96, 99
- Задачи осмотра 18, 19
- Задание техническое 72
- Заключение предварительное 75
- техническое 81, 195
- Затраты приведенные 67
- Зона интенсивности огня высокая 86, 109
- » » средняя 86, 109
- » » слабая 86, 109
- Защитный слой бетона 49, 50
- Изменение прочности арматурной стали 55, 131, 132, 133
- » » бетона 121
- теплофизических свойств бетона 126
- упругих характеристик бетона 123, 125
- Инерция тепловая 170
- Испытание арматуры 80
- бетона 31
- железобетонных конструкций 151
- Картинирование дефектов 23
- Классификация зон огневого воздействия 86
- предельных состояний
- температуры пожара 84
- температурного режима пожара 85
- удельной огневой нагрузки 83, 106
- Конструкции железобетонные 91
- каменные 93
- металлические 90
- Коэффициент армирования 52
- изменения прочности бетона 123, 124, 141
- изменения прочности стали 124, 141
- плотности бетона 168
- повреждения здания 57
- пористости бетона 168
- приведенные сечения 165
- продольного изгиба 184
- снижения эксплуатационных качеств 136
- температуропроводности 167
- тепловой инерции 170
- теплоемкости бетона 126
- теплопроводности 126
- упругости бетона 123, 126
- условий работы арматуры 124, 172
- условий работы бетона 123, 175
- Критерии потери преднапряжения арматуры 129
- предела текучести стали 130
- состояния конструкций 116, 134
- Критерии степени повреждения 134, 136
- снижения прочности конструкций 137
- — — по величине прогиба 138
- — — по снижению жесткости 139
- Методы диагностирования 142
- Методика расчета сечений внецентренно-растянутых элементов 184
- — — внецентренно-сжатых 183
- — — изгибаемых элементов 180
- — — коротких консолей 188
- — — наклонных к продольной оси 186
- — — центрально-растянутых элементов 184
- Методы испытания бетона 31, 38, 39, 40
- Мощность огневого воздействия 83
- Нагрузка временная 179
- контрольная 153
- постоянная 179
- Несущая способность остаточная 156
- Обогрев односторонний 53, 168
- двухсторонний 54, 168
- Обследование зданий 8
- оперативное 8
- предварительное 8
- Определение температур пожара 86
- Освидетельствование конструкций 75, 78, 148
- Осмотр визуальный 18, 141
- зон поражения 77
- Отбраковка стали 57
- результатов испытаний 44
- Отжиг стали 131
- Очаг пожара 12
- поражения 13
- Оценка армирования 48, 150
- прогрева сечений 20, 144, 167
- свойств бетона 32
- ущерба от пожара 64
- Оценка длительности пожара 94
- по обугливанию материалов 101
- по прогреву сечения 102
- по состоянию конструкций 101
- Параметры диагностики свойств арматурной стали 127
- — — бетона 128
- — — железобетонного элемента 134, 135
- — — напряженного состояния 139
- — — технического состояния 135
- Параметры огневого воздействия 82, 117
- Площадь сечения расчетная 167

Повреждения конструкций 58, 116
 План-программа исследований 72, 78
 Пригодность конструкции к эксплуатации 137
 Признаки аварийного состояния 62, 59
 — сильных повреждений конструкций 60
 — слабых повреждений элементов 61
 — потери жесткости конструкции 157
 — потери прочности элемента 156
 — потери трещиностойкости 167
 Принципы восстановления 4
 — осмотра места пожара 20
 Проверка армирования 48, 52
 Прогиб допустимый 62
 Прогрев сечений 144, 167
 Протокол осмотра 77
 Прочность бетона на растяжение 17
 — — на сжатие 175
 — наклонных сечений 186
 — нормальных сечений 180, 181
 — сталей после отжига 124, 134, 170
 Разрушение элемента взрывообразное 89
 — — пластическое 155
 — — хрупкое 156
 Расчет поверочный 80, 134
 — по прочности сечений 179, 1
 Режим температурный натурального пожара 103
 — — стандартного пожара 104
 — — эквивалентного огневого воздействия 105
 Сечение элемента приведенное 167
 Случай сжатия второй 180
 — — первый 1
 Сопротивление отжига 170

 — — расчеты 170, 173
 — — растяжению 172, 173
 — — сжатию 172, 173
 Состояние предельное 161
 Стадия затухания пожара 82
 — интенсивного горения 82, 100
 — начальная 82, 100
 Степень использования прочности бетона 162
 — повреждения конструкций 115
 — поражения здания 57, 64
 Температура нагрева арматуры критическая 1, 130
 — — бетона критическая 122, 164
 — максимальная 86, 93
 — пожара 85, 86
 Теплота сгорания материалов 97
 Техника безопасности 29, 154
 Трещины волосные 22
 — сквозные и сквозные 22, 23, 25, 151
 — температурно-усадочные 22, 23, 24
 Трещины выявление 25
 — измерение 25
 — наблюдение 151
 Ущерб от пожара 64
 Участок испытания бетона 34
 Фиксация состояния конструкций 13
 Фотосъемка последствий пожара 14, 75
 Характеристики расчетные арматуры 170, 172, 173, 174
 — — бетона 175, 176
 Цвета побелости 91
 — прогретого бетона 88
 Центр тяжести сечения 167
 Экспертиза технической документации 10
 Эталонный молоток 35, 36
 Этапы диагностирования 115
 Эффективность восстановления 67
 Ядро сечения 141