

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

И.С. Гучкин
Н.Н. Ласьков

ЭКСПЛУАТАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ СООРУЖЕНИЙ

Рекомендовано Редсоветом университета
в качестве учебного пособия для студентов,
обучающихся по направлению подготовки
08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Пенза 2016

УДК 69.059(075.8)
ББК 38.7я73
Г97

Рецензенты: зав. кафедрой ОФДСиИГ КГАСУ, доктор технических наук, профессор И.Т. Мирсаяпов;
генеральный директор ООО «Техностройпроект»
кандидат технических наук, профессор
В.С. Абрашитов

Гучкин И.С.
Г97 Эксплуатация и реконструкция сооружений: учеб. пособие /
И.С. Гучкин, Н.Н. Ласьков. – Пенза: ПГУАС, 2016. – 196 с.

Изложены основы эксплуатации и реконструкции сооружений. Приведены сведения по методике обследования строительных конструкций. Систематизированы и обобщены данные о причинах и характере повреждений конструкций, вызванных неблагоприятными эксплуатационными воздействиями внешней среды. Даны рекомендации по проектированию усиления конструкций и переустройству зданий и сооружений..

Сообщаются технические решения по усилению и замене несущих элементов здания в процессе его ремонта и реконструкции.

Учебное пособи подготовлено на кафедре «Строительные конструкции» и предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений», а также для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2016
© Гучкин И.С., Ласьков Н.Н., 2016

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебное пособие подготовлено в соответствии с программой дисциплины «Эксплуатация и реконструкция сооружений» по направлению 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и предназначено для использования студентами, обучающимися по программе магистратуры при изучении теоретической части курса и ознакомлении с особенностями технической эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений.

В пособии наряду с традиционными методами технической эксплуатации и реконструкции зданий авторы рассматривают и новые, проходящие экспериментальную проверку в лабораторных условиях и на практике.

Книга ориентирована на студентов, уже ознакомленных с общими принципами эксплуатации и реконструкции зданий, и окажется полезной для использования в курсовом проектировании и при выполнении выпускной квалификационной работы.

В соответствии с ФГОС процесс освоения дисциплины направлен на формирование у студентов профессиональных компетенций:

- знание нормативной базы в области инженерных изысканий, принципов проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования, планировки и застройки населенных мест;

- владение технологией проектирования деталей и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием лицензионных прикладных расчетных и графических программных пакетов;

- владение методами оценки технического состояния, остаточного ресурса и повышения ресурса строительных объектов,

а также способствует формированию общекультурных компетенций:

- владение культурой мышления, способностью к обобщению, анализу, критическому осмыслению, систематизации, прогнозированию, постановке целей и выбору путей их достижения, умением анализировать логику рассуждений и высказываний;

- знание научно-технической информации, отечественного и зарубежного опыта по профилю деятельности;

- способность составлять отчеты по выполненным работам, участвовать во внедрении результатов исследований и практических разработок.

В результате изучения дисциплины «Эксплуатация и реконструкция сооружений» студент должен:

знать:

- основные положения отечественных и зарубежных норм проектирования и обеспечения безопасности зданий и сооружений;

- причины отказов и аварий зданий и сооружений;

- основные методы и средства диагностирования неисправностей и определения степени износа конструкций и инженерного оборудования, возникающих в процессе эксплуатации уникальных зданий;

- методы повышения надежности конструктивных элементов и инженерного оборудования;

- основные положения по организации, планированию и управлению эксплуатацией уникальных зданий;

- основные способы восстановления несущей способности, усиления строительных конструкций реконструируемых зданий;

- основные методы и технологии реконструкции зданий и сооружений;

- иметь представление об особенностях эксплуатации уникальных зданий и сооружений.

уметь:

- оценить техническое состояние, надежность строительных конструкций сооружений;

- организовать наблюдение за техническим состоянием зданий и сооружений;

- установить причины появления неисправностей и степень износа конструктивных элементов и инженерного оборудования зданий и сооружений;

- разрабатывать конструктивные решения по усилению элементов конструкций зданий и сооружений;

- разрабатывать проекты ремонта и реконструкции сооружений в соответствии с действующими нормами;

- осуществлять контроль качества производства ремонтно-восстановительных работ;

владеть:

- способами оценки технического состояния и надежности строительных конструкций зданий и сооружений;

- навыками проектирования реконструкции уникальных зданий и сооружений с использованием норм проектирования.

ВВЕДЕНИЕ

Технической эксплуатации уникальных зданий и сооружений придается большое значение, и это не удивительно, так как эффективность вложений материальных и трудовых затрат на восстановление эксплуатационных качеств конструкций существенно выше, чем на их замену, особенно в стеснённых условиях ведения ремонтных работ.

Необходимость усиления конструкций возникает при увеличении действующей нагрузки или в результате имеющихся повреждений, снижающих эксплуатационные качества. Кроме того, немаловажным фактором могут оказаться повышенные требования к качеству конструкций, регламентируемые в новых нормах проектирования.

Анализируя причины недостаточной несущей способности конструкций, характерные для Поволжского региона, можно выделить следующие:

- низкое качество изготовления – 58%;
- нарушение правил эксплуатации – 32%;
- ошибки проектных решений – 6%;
- внешние непредвиденные воздействия на конструкцию, превышающие расчётные величины, – 4%.

Из приведённых данных видно, что среди прочих превалирует низкое качество изготовления конструкций, и это можно частично объяснить массовым переходом на монолитное домостроение, что в условиях зимнего бетонирования при низких отрицательных температурах и отсутствии надлежащего технического контроля имеет свои негативные последствия.

Снижение прочности бетона и каменной кладки бывает результатом слишком раннего замораживания из-за неправильного применения

противоморозных добавок, недостаточного электропрогрева и утепления. Последствия этого обычно обнаруживаются еще при строительстве и устраняются превентивным усилением конструкций.

Увеличение расчётной нагрузки, агрессивные воздействия внешней среды, нарушение сроков текущего и капитального ремонтов характерны при эксплуатации производственных зданий и сооружений и также ведут к необходимости усиления конструкций.

Ошибки при проектировании железобетонных конструкций возникают из-за несоответствия расчётной схемы действительной работе конструкции и заключаются в недостаточном армировании, низком классе бетона, отсутствии косвенного армирования в зоне местного смятия бетона, недостаточной длине анкеровки арматуры, неучёте факторов, снижающих величину преднапряжения конструкций или неучёте влияния многократно-повторной нагрузки, усадки и ползучести бетона и пр.

В некоторых случаях повреждения обусловлены непредусмотренными внешними воздействиями, например необычно большой толщиной снежного покрова, высокотемпературным нагревом при пожаре и резким охлаждением водой при тушении, механическими повреждениями при монтаже и эксплуатации, перегрузкой от обрушения вышележащих конструкций, воздействия ударной волны при взрыве.

Оперативная ликвидация неисправности конструкций во многом зависит от качества диагностики повреждений, умения быстро ориентироваться в каждом конкретном случае и правильного выбора метода усиления или ремонта.

Из общей совокупности удельных затрат по эксплуатации наибольшая доля приходится на капитальный ремонт и реконструкцию зданий, поэтому заострим внимание на этих вопросах.

По приблизительным расчетам, минимально необходимые объемы подлежащих реконструкции зданий составляют 9% общего жилищного фонда России, из них примерно 4% приходится на кирпичные здания старой застройки и 3% – на полносборные крупнопанельные здания.

В решение проблемы реконструкции жилья вовлечены значительные силы: от отдельных проектных групп до крупных научно-исследовательских институтов России.

Большое внимание реконструкции жилья уделяется в европейских странах – Франции, Бельгии, Дании, Германии, Польше, где затраты на переустройство зданий составляют от 30 до 40% всех капитальных вложений в строительство.

Заслуживают внимания разработанные за рубежом конструктивные решения, такие, как: пристройка к полносборным жилым домам новых объемов высотой в несколько этажей, используемых для увеличения жилой площади и подсобных помещений (Франция, Бельгия); подстройка навесных остекленных лоджий (Дания); создание крыш-мансард с врезанным в

кровлю ленточным остеклением; использование плоских крыш под сады, площадки отдыха (Германия) и др.

Развитие инфраструктуры городской застройки стимулирует реконструкцию общественных зданий и сооружений. В результате переустраиваются многие старые здания учебных заведений, больниц, крытых рынков, кинотеатров и пр.

Особое место занимает реконструкция промышленных объектов. Инвентаризация по промышленности показывает, что большинство промышленных зданий старой застройки (эксплуатация более 40 лет) по габаритам и объемно-планировочным решениям не позволяет модернизировать производство, если их не подвергнуть значительному переустройству. Поэтому при реконструкции промышленных зданий бывает необходимым увеличение высоты производственных помещений, изменение шага колонн и величины пролетов. При этом доказано, что наибольший экономический эффект достигается в том случае, когда реконструктивные работы ведутся без остановки производственного цикла.

В период подготовки к реконструкции, как и при новом строительстве, выполняется комплекс проектных и изыскательных работ. Кроме того, производится обследование элементов здания и разрабатывается проект их усиления.

Обобщение современных представлений о технической эксплуатации, диагностике повреждений, усилении и реконструкции уникальных зданий и сооружений различного назначения является одной из главных задач настоящего пособия.

1. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКЦИОННЫЕ АСПЕКТЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

1.1. Нормативные сроки службы и износ зданий

Сроки службы зданий достаточно условны и зависят от многих факторов, среди которых – назначение здания, его конструктивная схема и вид используемых материалов. Совокупность указанных факторов характеризуется понятием “капитальность здания”, по которой здания разделяются на несколько групп. К первой группе капитальности относятся: жилые здания с массивными кирпичными или крупноблочными стенами и железобетонными перекрытиями; общественные и производственные каркасные здания с каменными и бетонными стенами и железобетонными перекрытиями. С увеличением номера группы капитальности условно снижается долговечность здания, а следовательно, уменьшаются и нормативные сроки службы.

Под н о р м а т и в н ы м сроком службы здания понимается установленное СНиПом календарное время, по истечении которого эксплуатация зданий становится нецелесообразной. Характеризуя эксплуатационные качества зданий, следует учитывать, что фактические сроки службы могут существенно отличаться от нормативных в ту или иную сторону по ряду причин технического, экономического и социального характера. Известно, что дореволюционные постройки, возводимые преимущественно из камня и дерева, достаточно хорошо сохранились за более чем 100-летний период эксплуатации, в чем немаловажную роль сыграли повышенные запасы прочности конструкций “старой” застройки, а также высокое качество исполнения общестроительных работ.

Практика показывает, что жилые и общественные здания, эксплуатируемые более 30 лет, а производственные – более 15 лет, морально изнашиваются (стареют).

Под м о р а л ь н ы м и з н о с о м подразумевается достижение такого состояния, при котором здание перестает соответствовать функциональному назначению.

При моральном износе жилых зданий наступает несоответствие действующим нормам по планировке и благоустройству квартир, объему жилых и вспомогательных помещений, материалу несущих и ограждающих конструкций и пр.

При моральном износе промышленных зданий ограничивается возможность технического перевооружения производства из-за таких, например, показателей, как слишком частое расположение колонн, недостаточная грузоподъемность кранового оборудования, малая высота производственных помещений и т.п.

Моральный износ промышленных зданий имеет две формы. Первая обусловлена уменьшением во времени первоначальной стоимости здания и измеряется разницей между первоначальной и восстановительной стоимостью:

$$M_1 = (1 - \varphi)K = \Pi_1 K,$$

где M_1 – абсолютная величина обесценения, руб.;

$\varphi = \frac{K_n}{K_c}$ – отношение стоимости нового K_n к стоимости аналогичного старого K_c здания;

Π_1 – показатель первой формы морального износа;

K – первоначальная стоимость здания, руб.

Вторая форма морального износа – это технологическое старение, обусловленное необходимостью реорганизации производства:

$$M_2 = \Pi_2 K - R_m,$$

где Π_2 – показатель второй формы морального износа здания;

R_m – денежные вложения в модернизацию здания, вызванные моральным старением.

В денежном выражении моральный износ по двум формам старения составит:

$$\Pi = M_1 + M_2$$

Полученная величина учитывается при оценке экономической эффективности реконструкции промышленных зданий.

Одной из важных причин, побуждающих к реконструкции, является физический износ здания и его конструктивных элементов.

Физическим износом называется утрата зданием первоначальных технико-эксплуатационных качеств – прочности, надежности, устойчивости и пр. – в результате воздействия жизнедеятельности человека и природно-климатических факторов. Экономически физический износ выражается соотношением фактической стоимости ремонтных работ, устраняющих повреждения элементов здания, к их восстановительной стоимости, оцениваемой по нормативным документам.

В процентном выражении физический износ конструкций устанавливается визуально при обследовании здания, а затем уточняется по таблицам прил. 1. Величина физического износа определяется по формуле

$$\Phi_3 = \sum_{i=1} \Phi_{ki} \cdot K_i,$$

где Φ_3 – физический износ здания, %;

Φ_{ki} – физический износ отдельных элементов (конструкции) здания, %;

K_i – коэффициент, соответствующий доле восстановительной стоимости отдельного элемента (конструкции) в общей восстановительной стоимости здания.

Численные значения износа округляются: для отдельных элементов (конструкций) – до 5%; для здания в целом – до 1%.

Общее состояние здания в зависимости от величины физического износа характеризуется следующими показателями:

- хорошее: повреждений и деформаций нет; имеются мелкие дефекты, устраняемые ремонтом или локально капитальным ремонтом; физический износ 0-20%;

- удовлетворительное: конструктивные элементы в целом пригодны для эксплуатации; требуется ограниченный капитальный ремонт; физический износ 21-40%;

- неудовлетворительное: эксплуатация конструктивных элементов возможна при значительном капитальном ремонте; физический износ 41-60%;

- ветхое: состояние несущих конструкций аварийное, требуется их замена или усиление; физический износ 61-80%;

- негодное: здание в целом не пригодно к эксплуатации; физический износ 81-100%.

Система планово-предупредительных ремонтов

Важным фактором увеличения физической долговечности здания является соблюдение нормативных сроков проведения планово-предупредительных ремонтов (текущих и капитальных), направленных на поддержание или восстановление первоначальных эксплуатационных качеств конструкций и технического оборудования.

Текущий ремонт предназначается для предупреждения раннего износа здания и осуществляется проведением профилактических мероприятий, устраняющих мелкие повреждения.

Текущий ремонт бывает двух видов: профилактический и непредвиденный.

Профилактический текущий ремонт (ПТР) проводится в установленные сроки (примерно через 3 года) и состоит из работ по восстановлению защитных покрытий и устранению мелких дефектов, например: промазка мягкой кровли, восстановление ее защиты, клеевая и масляная окраска мест общего пользования, окраска фасадов, мелкий ремонт санитарно-технического оборудования и строительных конструкций.

Непредвиденный текущий ремонт (НТР) проводится в срочном порядке при внезапных отказах в работе ограждающих конструкций (гидро- и теплоизоляции), электро- или санитарно-технического оборудования. Необходимость НТР обычно возникает при протечках кровли, подтоплениях водопроводно-канализационной сети, отслоениях штукатурки и т.п.

Указания по организации и проведению текущего ремонта содержатся в методических рекомендациях МДС 13-3-2000.

Капитальный ремонт является важнейшей частью технической эксплуатации здания и предназначается для восстановления утраченных эксплуатационных качеств конструкций и технического оборудования и повышения их надежности.

Капитальный ремонт также бывает двух видов: комплексный и выборочный.

Комплексный капитальный ремонт (ККР) проводится в нормативные сроки в соответствии с “Положением о проведении планово-предупредительного ремонта...зданий”. Он включает работы по замене изношенных конструкций и деталей здания на более прочные и экономичные, а также частичную перепланировку помещений.

Т а б л и ц а 1 . 1

Периодичность комплексного капитального ремонта зданий, год

Группа капитальности	Жилые и общественные здания	Производственные здания, эксплуатируемые		
		в нормальных условиях	в агрессивной среде и при переувлажнении	при вибрационных нагрузках
1	30	20	15	6
2	30	15	10	6
3	24	12	10	6
4	18	12	10	5
5	-	10	8	5
6	-	10	8	5
7	-	8	6	5

Пр и м е ч а н и е . Периодичность капитального ремонта жилых и общественных зданий корректируется в зависимости от климатических условий и утверждается местными органами исполнительной власти.

В табл.1.1 содержатся данные о периодичности ККР зданий различного назначения, из которых следует, что в жилых и общественных зданиях периодичность комплексного капитального ремонта в среднем составляет 25 лет, а в производственных зданиях, эксплуатируемых в нормальных условиях, – 12 лет. При эксплуатации производственных зданий в агрессивных средах и переувлажнении периодичность ККР сокращается примерно на 20-30%, а при воздействии вибрационных нагрузок – на 50-60%.

Выборочный капитальный ремонт (ВКР) проводится при внезапном отказе в работе конструкций или элемента здания, а также при исчерпании отдельной конструкцией нормируемого срока периодичности капитального ремонта, например при эксплуатации в неблагоприятных условиях. Периодичность капитального ремонта элементов здания в зависимости от условий эксплуатации даётся в прил.1.

Эффективность ритмичных планово-предупредительных ремонтов в увеличении срока службы здания наглядно иллюстрируется графиками на рис.1.1.

Из графиков видно, что срок службы здания, ограничиваемый величиной износа в 80%, при проведении плановых ремонтов может увеличиться более чем в три раза. Следует, однако, отметить, что приведенные зависимости достаточно условны, поскольку не отражают качества межремонтной эксплуатации здания, а также непредвиденные природно-климатические воздействия.

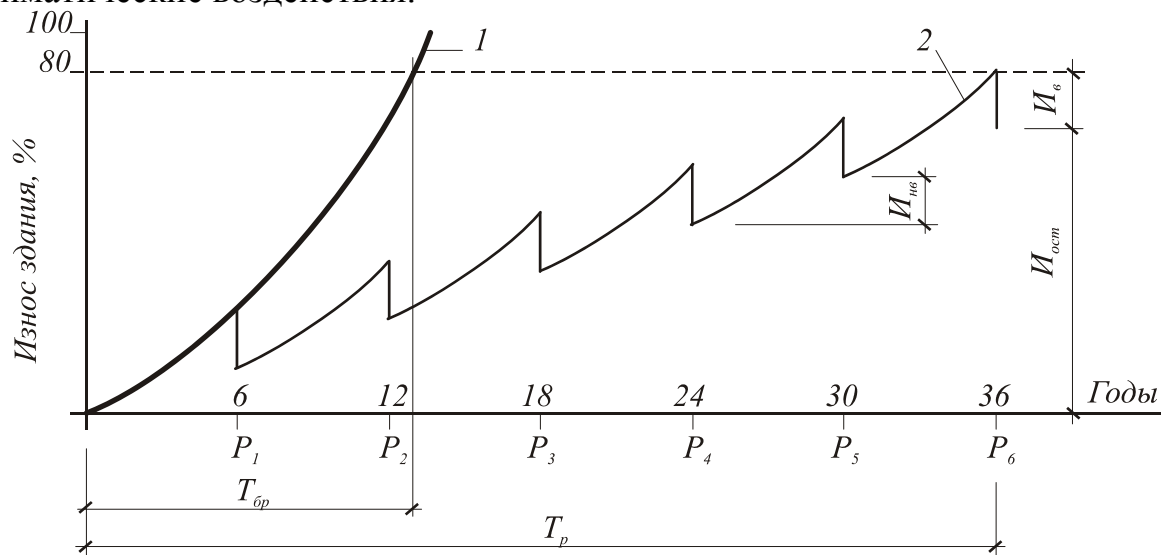


Рис. 1.1. Влияние ритмичных планово-предупредительных ремонтов (P₁–P₆) на срок службы здания:

T_{бр} – срок службы здания без ремонта; T_р – то же при проведении плановых ремонтов; I_{ост} – невосстанавливаемая доля износа;

1 – график нарастания физического износа здания при отсутствии ремонта;

2 – то же при наличии плановых ремонтов

1.2. Визуальный осмотр и обследование конструкций

Техническое обследование проводят с целью получения объективных данных о фактическом состоянии строительных конструкций и инженерного оборудования с учетом изменения во времени. При обследовании уточняются конструкции отдельных узлов, определяется характер армирования железобетонных элементов, исследуется степень поражения материала конструкций коррозией, гнилью и т.п. Порядок обследования зданий и сооружений излагается в своде правил СП 13-102-2003.

Обследование, как правило, проводится в три этапа:

✓ на первом этапе – сбор и изучение технической документации, обобщение сведений по строительству и эксплуатации здания;

✓ на втором этапе – обследование несущих и ограждающих конструкций наземной части здания;

✓ на третьем этапе – обследование фундаментов и грунтов основания.

При ознакомлении с технической документацией изучаются исполнительные рабочие чертежи здания, акты на скрытые работы, заключения комиссий по результатам ранее произведенных обследований, данные геологических изысканий. Особое внимание уделяется сведениям по технической эксплуатации здания: присутствию вибрационных технологических нагрузок, агрессивным воздействиям, случаям промораживания грунта в основании фундаментов, подтоплениям подвальных помещений атмосферными, грунтовыми или техническими водами и пр.

Обследование наземной части здания начинается с оценки соответствия объемно-планировочных и конструктивных решений здания в натуре исходному проекту. При этом проверяются важнейшие размеры конструктивной схемы: длина пролетов, размеры сечения несущих конструкций, высота этажей и пр. Диагностика состояния конструкций обычно производится с использованием нескольких методов: визуально, простейшими механическими инструментами, приборами неразрушающего контроля, лабораторными и натурными испытаниями.

Визуальный осмотр конструкций

В задачу визуального осмотра входит оценка физического состояния отдельных конструктивных элементов и здания в целом. При этом осмотру подлежат все несущие и ограждающие конструкции здания: кровля, стропила, перекрытия, стены и фундаменты. Особо тщательно обследуются узлы сопряжения элементов, длина опирания и качество сварных соединений. По результатам визуального осмотра составляется карта дефектов и оценивается степень физического износа конструкций. Помогают в этом и специальные таблицы, разработанные Госгражданстроем и приведенные в ВСН 53-86 (р).

В процессе визуального осмотра необходимо выявить конструктивные элементы, несущая способность которых вызывает опасение. К ним относятся: каменные конструкции с признаками потери устойчивости и истощения прочности, железобетонные конструкции с опасными нормальными и наклонными трещинами, следами коррозии арматуры; металлические конструкции с прогибами сжатых элементов, трещинами сварных соединений; деревянные конструкции с гнилостными повреждениями и т.п.

Визуальный осмотр обычно начинают с надземной части здания. При осмотре с т е н устанавливаются дефектные зоны, снижающие теплозащиту и прочность стенового ограждения. В панельных зданиях особо тщательно обследуют стыки стеновых панелей, из-за неудовлетворительной герметизации которых часто происходят промерзание, повышены водопроницаемость и продуваемость стен.

В кирпичных зданиях исследуется состояние кирпичной кладки, определяются зоны механических и физико-химических разрушений.

К особо опасным повреждениям стен относятся трещины, которые образуются в результате неравномерной осадки фундаментов или перегрузки. Участки стен с серьезными повреждениями обследуются инструментально приборами неразрушающего контроля, а при необходимости отбираются пробы материала стен для испытания в лабораторных условиях.

По результатам испытаний и поверочных расчетов уточняется физический износ стен и оцениваются их эксплуатационные качества.

При осмотре колонн обращается внимание на состояние поверхности, выявляются участки механических повреждений мостовыми кранами, перемещаемым грузом и автотранспортом, фиксируются имеющиеся трещины и анализируются причины их образования. Трещины могут свидетельствовать о коррозии арматуры в бетоне, потере местной устойчивости сжатых стержней (при редком шаге поперечной арматуры), перегрузке колонн и т.п.

При обследовании стальных колонн тщательно проверяются узлы сопряжения с фундаментом, подкрановыми балками и стропильными конструкциями. К особо опасным дефектам колонн относятся усталостные трещины и срез анкерных болтов.

При осмотре перекрытий первоначально оценивается общее состояние их элементов (балок и настила), а затем – состояние полов. Те из элементов, где обнаружены большие прогибы, трещины или следы коррозии материала, подвергаются более глубокому обследованию. Одновременно уточняется длина площадки опирания элементов на поддерживающую конструкцию (консоли колонн, стены, ригели) и корректируется расчетная схема.

Детальное обследование деревянных перекрытий производится после вскрытия дощатых полов.

При осмотре покрытий основное внимание обращается на состояние несущих конструкций: стропил, обрешетки (в деревянных крышах), стропильных ферм, балок, плит настила. Кроме того, обследуются кровля и утеплитель. Обнаруженные следы протечек кровли, зоны переувлажненного утеплителя и разрывы водоизоляционного ковра заносятся на карту дефектов кровли.

Увеличение нагрузки от водонасыщенного утеплителя учитывается в поверочном расчете прочности покрытия, а снижение теплозащитных свойств утеплителя – в теплотехническом расчете.

Инструментальное обследование конструкций

Инструментальному обследованию подлежат конструкции с явно выраженными дефектами и разрушениями, обнаруженными при визуальном

осмотре, либо конструкции, определяемые выборочно по условию: не менее 10% и не менее трех штук в температурном блоке. Методы инструментального обследования и используемая для этого аппаратура приводятся в табл.1.2

Т а б л и ц а 1 . 2

№ п/п	Исследуемый параметр	Метод испытания или измерения	Инструменты, приборы, оборудование
1	2	3	4
1	Объёмная деформация здания	Нивелирование Теодолитная съёмка Фотограмметрия	Нивелиры: В-20,3Н5Л и др. Теодолиты: 3Т2КП,4Т30П, ТаН и др. Фотоаппараты, стереокомпоратор
2	Прогибы и перемещения	Нивелирование прогибомерами: А) Механического действия Б) Жидкостными на прин- ципе сообщающихся сосудов	Нивелиры:В-20, 3Н5Л, 3НЗКЛ и др. ПМ-2, ПМ-3, ПАО-5 П-1
3	Прочность бетона	Методы пластической деформации и упругого отскока (отскок бойка) Ультразвуковой метод Метод отрыва со скалыванием	Молоток Физделя, Молоток Кашкарова пружинные приборы: ОМШ-1,ОНИКС- 2.3 УК-15М,УК-10П, УК-14П, Бетон-32 и др. ГПНВ-5, ГПНС-4 ПОС-30МГ4 “Скол”
		Метод сдавливания	Динамометрические клещи
4	Прочность раствора	Метод пластической дефор- мации и ударного импульса	Склерометр СД-2,ИПС-МГ4
5	Прочность (твёр- дость) металла	Метод пластической деформации	Прибор Польди,ТК-2М, ТКП- 1, ПМТ-3
6	Скрытые дефекты материала конструкции	Ультразвуковой метод Рентгенографический метод	Приборы: УК-15М, УК-10П , Бетон-32, УК-14П Приборы: РПП-2, Шмель-250, Арина– 02
7	Глубина трещин в бетоне и каменной кладке	Подсечка трещин Ультразвуковой метод	Молоток, зубило, линейка УК-14ПМ, Бетон-32, УК-15М, Бетон-8-УРЦ и др.
8	Ширина раскрытия трещин	Измерение стальными щупами и пр. С помощью отчётного микроскопа	Щуп, линейка, штангенциркуль МИР-2
9	Толщина защит- ного слоя бетона	Магнитометрический метод	Приборы: ИЗС-2, ИПА-МГ4, “Поиск-2,3”

Окончание табл. 1.2

1	2	3	4
10	Плотность бетона, камня и сыпучих материалов	Радиометрический метод	Источники излучения: Cs –137, Ср –60 Выносной элемент типа ИП-3 Счётные устройства (радиометры): Б-3, Б-4. Бетон-8-УРЦ
11	Влажность древесины	Электронный метод	Электронный влагомер ЭВ-2М, МГ4Д
12	Влажность бетона и камня	Нейтронный метод Электронный метод	Источники излучения: Ra-Be, Po-Be Датчик НВ-3 Счётные устройства: СЧ-3(4) Влагомер: ВСМ, ВИМС-1
13	Воздухопроницаемость стен	Пневматический метод	ДСК-3-1, ИВС-2М
14	Теплозащитные качества стенового ограждения	Электрический метод	Термощупы: ТМ, ЦЛЭМ Тепломер ЛТХП, ИТП-МГ4
15	Звукопроводность стен и перекрытий	Акустический метод	Генератор «белого» шума ГШН-1 Усилители: УМ-50, У-50 Шумомер Ш-60В Спектрометр 2112
16	Параметры вибрации конструкций	Визуальный метод Механический метод Электрооптический метод	Вибромарка Виброграф Гейгера, ручной виброграф ВР-1 Осциллографы: Н-700, ОТ-24-51, комплект вибродатчиков, виброметр ВВМ-201, ВИСТ-2
17	Осадка фундамента	Нивелирование	Нивелиры: В-20, ЗН5Л, ЗНЗКЛи др.

Диагностика скрытых дефектов конструкций

Диагностика скрытых дефектов: трещин, раковин, инородных включений, зон несплошности сварных соединений и пр. –осуществляется с помощью ультразвукового и радиометрического методов.

Выявление скрытых дефектов с помощью ультразвука

При обследовании железобетонных конструкций ультразвуковой импульсный метод используется для определения координат скрытых дефектов, образовавшихся при бетонировании, а в ряде случаев – и для оценки глубины проникания опасных поверхностных трещин.

Так как бетон является многокомпонентным материалом, составляющие которого имеют различную плотность и модуль упругости, то для надежной фиксации дефектов необходимо, чтобы их величина значительно превышала максимальные размеры крупного заполнителя (в плотном бетоне) или технологических пор (в крупнопористом легком бетоне).

Дефекты выявляются сквозным или поверхностным прозвучиванием конструкций. Перед началом работы на противоположных поверхностях конструкции наносится координатная сетка со стороной ячейки 0,2...0,8 м.

Время (скорость) прохождения ультразвука определяется в точках пересечения осей при расположении щупа перпендикулярно к поверхности конструкции (рис.1.2,а). Местоположение дефекта будет соответствовать координате, в которой скорость ультразвука имеет минимальное значение $V_{\min}$. Данные ультразвукового обследования заносятся в журнал испытаний, где указываются схема прозвучивания и координаты выявленных дефектов.

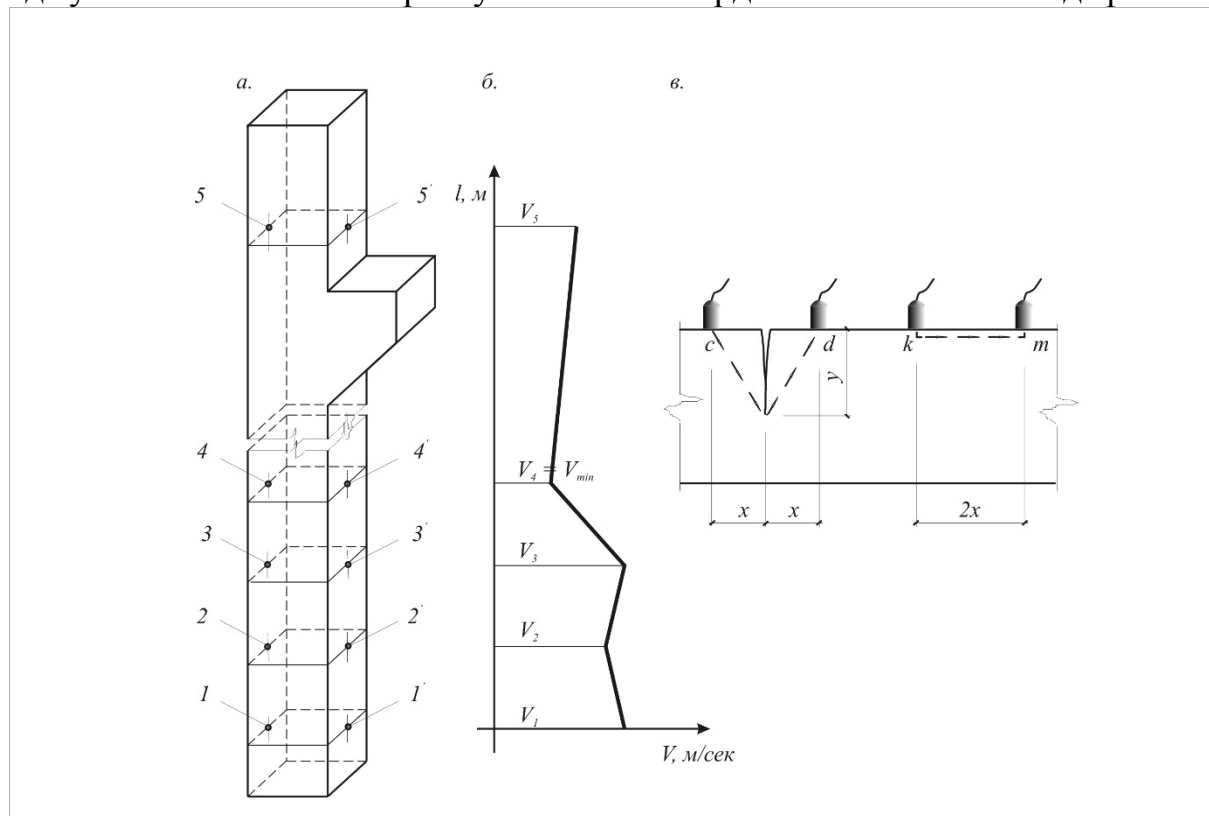


Рис. 1.2. Обследование железобетонных конструкций с помощью ультразвука:
а – выявление скрытого дефекта колонны при сквозном прозвучивании:
1 – 1' ... 5 – 5' – обозначение осей сквозного прозвучивания;
б – график изменений скорости ультразвука в колонне;
в – определение глубины трещины в бетоне методом
поверхностного прозвучивания

Метод измерения глубины трещин по снижению скорости ультразвука основан на почти полном отражении импульсов от трещины, наполненной

воздухом. Таким образом, первым импульсом, прошедшим в звукоприемник, является тот, который по кратчайшему пути обогнул трещину.

При диагностике конструкция прозвучивается в два этапа: на первом этапе измеряется время прохождения импульса на участке с трещиной, на втором этапе прозвучивается участок конструкции, не имеющий трещин, а расстояние между щупами принимается таким же, как и при первом прозвучивании (см.рис. 1.2,а).

Глубина трещины определяется по формуле

$$Y = \frac{V_0}{2} \sqrt{t_1^2 - t_0^2},$$

где t_1 – время прохождения ультразвукового импульса на участке с трещиной, мкс;

t_0 – то же на участке, не имеющем трещин, мкс;

V_0 – скорость прохождения ультразвука на участке, не имеющем трещин, см/мкс.

$$V_0 = \frac{2X}{t_0}.$$

Здесь X – расстояние от щупа до устья трещины, см.

Следует отметить, что указанный способ измерения глубины трещины возможен в плотном бетоне с однородной структурой и регулярным армированием.

Выявление скрытых дефектов конструкций с помощью ионизирующего излучения

Дефектоскопия с помощью ионизирующих излучений эффективно используется при обследовании широкого класса конструкций. Источниками излучений являются радиоактивные изотопы и рентгеновская аппаратура.

С помощью радиоактивных изотопов (кобальт, цезий, иридий, тулий и др.) образуются гамма-лучи, обладающие высокой проникающей способностью в материале конструкций, при этом проникание в сталь достигает глубины 150 мм, а в бетон – 1000 мм.

В рентгеновской аппаратуре источником ионизирующего излучения является рентгеновская трубка, состоящая из анодно-катодной пары. Из-за разности потенциалов пары поток высокоскоростных электронов движется от катода к аноду. При столкновении с атомами материала анода движение электронов резко замедляется, образуется спектр рентгеновских лучей, которые, подобно гамма-лучам, также обладают высокой проникающей способностью, составляющей в среднем для стали и обычного тяжелого бетона соответственно 80 и 300 мм.

Для увеличения мощности рентгеновского излучения используются индукционные ускорители электронов (бетатроны), позволяющие просвечивать сталь и бетон соответственно на глубину 350 и 1500 мм.

При обследовании строительных конструкций используются разные способы просвечивания. Так, для обнаружения дефектов при двустороннем доступе к конструкции применяется сквозное просвечивание, при одностороннем доступе – рассеянное.

Регистрация интенсивности излучения на выходе из материала конструкции проводится радиометрическим или радиографическим методами (рис. 1.3).

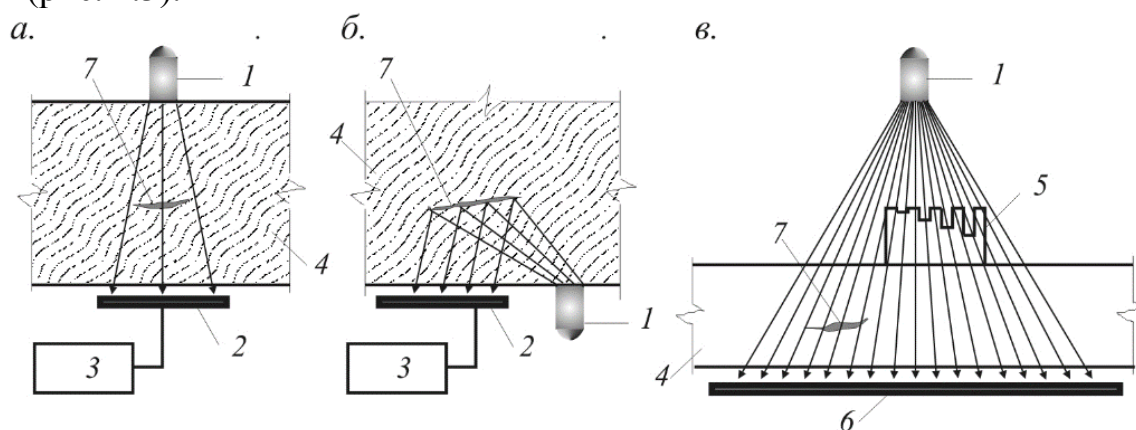


Рис. 1.3. Дефектоскопия материала конструкций с помощью ионизирующего излучения:

а, б – радиометрические методы сквозного и рассеянного просвечивания;
в – радиографический метод; 1 – источник излучения; 2 – приемник излучения;
3 – регистрирующая аппаратура; 4 – обследуемая конструкция;
5 – эталон чувствительности; 6 – фотопластинка; 7 – дефект

В состав аппаратуры при радиометрическом методе входят радиометр и счетчики радиоактивного излучения (газоразрядные трубки, ионизационные камеры, полупроводниковые элементы и пр.), позволяющие количественно оценивать интенсивность излучения в зоне дефекта.

При радиографическом методе используются фотопластинки, на которых положение и размеры дефекта выявляются по более затемненному, относительно эталонного фона, участку (см. рис.1.3,в).

Дефектоскопия материала ионизирующим излучением имеет широкие возможности и позволяет быстро и достаточно надежно выявлять трещины и дефектные участки конструкции, определять положение арматуры и толщину защитного слоя бетона. Однако при использовании радиоактивных изотопов и рентгеновской аппаратуры необходимы большая осторожность в обращении и тщательное соблюдение требований техники безопасности.

Обследование грунтов основания и фундаментов

Исследование физико-механических свойств грунтов основания, как правило, производится при реконструкции, обусловленной изменением

высоты здания, увеличением действующих нагрузок или в связи с неравномерными осадками существующих фундаментов.

Грунты исследуются с помощью разведочных скважин и шурфов.

Количество разведочных скважин устанавливается на основании предварительного изучения инженерно-геологической документации данных натурного обследования конструкций и конфигурации здания. Ориентировочное количество скважин в зависимости от количества секции здания дается в табл.1.3.

Т а б л и ц а 1 . 3

Число скважин для обследования здания [21]

Количество секций в здании	Число скважин
1...2	4
3...4	6
Более 4	8

В районах со сложными инженерно-геологическими условиями, характеризующимися наличием просадочных или набухающих грунтов, возможностью оползней, количество разведочных скважин увеличивается, а инженерные изыскания проводятся силами специализированных организаций.

Дополнительно к скважинам обследование грунтов основания производится с помощью шурфов.

Шурфы откапываются у стен здания или отдельно стоящих опор на 0,5 м ниже отметки подошвы фундамента. Количество шурфов устанавливается в зависимости от характера реконструкции здания, состояния несущих стен и фундаментов. Если реконструкция не связана с увеличением нагрузок на основание и отсутствуют признаки неравномерной осадки фундаментов, количество шурфов принимается не более трех на здание с застроечной площадью до 1000 м². Количество шурфов соответственно увеличивается при сложных гидрогеологических условиях и просадочных грунтах. Шурфы закладываются в местах наибольшей деформации стен, на участках с разрушенной отмосткой, в зонах локальных подтоплений из водопроводно-канализационной сети.

Из шурфов отбираются пробы грунта для определения физико-механических свойств: влажности, плотности, угла внутреннего трения, удельного сцепления и модуля деформации. Количество проб, необходимое для определения нормативных и расчетных характеристик, устанавливается в зависимости от степени неоднородности грунта и класса здания.

Результаты инженерно-геологических изысканий представляются в форме отчета, где отражаются литологическое строение основания, гидрогеологическая характеристика, результаты определения физико-механических свойств грунта. К отчету прилагаются геологические и гидрогеологические карты, а также инженерно-геологические разрезы толщи грунта (колонки скважин).

Обследование фундаментов производится из тех же шурфов, из которых отбирались пробы грунта. При этом устанавливаются тип фундамента, его конфигурация и вид применяемых материалов. Одновременно определяется глубина заложения фундамента, а с помощью сверления или подкопа с использованием Г-образного щупа – и ширина подошвы. При обследовании свайных фундаментов замеряется сечение свай и интервал между ними (на 1 пог.м длины фундамента).

Особо тщательно осматриваются узлы сопряжения фундаментов с другими конструкциями: свай с ростверком, отдельных фундаментов с фундаментными балками и колоннами, ленточных фундаментов со стенами. При обнаружении в конструкции фундамента дефектов производится его дополнительное обследование физическими или механическими методами. Для определения класса бетона обычно используются методы пластического деформирования, а для обнаружения скрытых дефектов – ультразвук.

После выполнения работ по обследованию фундамента шурф послойно засыпается грунтом, утрамбовывается, а затем восстанавливается отмостка.

Результаты обследования фундаментов завершаются составлением технического заключения, где приводятся данные изучения архивных материалов: конструктивные изменения здания в период эксплуатации, даты экстремальных подтоплений грунтовыми и технологическими водами, происшедшие деформации фундаментов, изменения технологических (эксплуатационных) нагрузок и пр. Кроме того, представляются эскизы конструкции фундаментов с указанием основных размеров и глубины заложения, а также результаты исследования прочности материала

1.3. Повреждения строительных конструкций

Повреждения строительных конструкций вызываются рядом причин, среди которых – технические недоработки изготовления, низкое качество монтажа, неучтенные проектом силовые и температурные воздействия, нарушение условий эксплуатации.

Повреждения классифицируются по виду и значимости. К наиболее характерным повреждениям, образующимся при эксплуатации зданий, обычно относятся увлажнение, коррозия материала и трещины в конструкциях, а также повреждения, вызванные высокой температурой и резким охлаждением конструкций при пожарах.

Коррозия бетона

Бетон как искусственный конгломерат по составу исходных материалов достаточно долговечен и не нуждается в специальном уходе, если эксплуатируется в нормальных температурно-влажностных условиях и при отсутствии агрессивной среды. В таких условиях работает относительно небольшой класс конструкций, расположенных внутри жилых и

общественных зданий или же в сооружениях, эксплуатируемых в теплых и сухих климатических районах. Для большинства же конструкций промышленных предприятий свойственны агрессивная и слабоагрессивная среды, характеристика которых по степени их воздействия на бетон представлена на рис.1.4.



Рис.1.4. Характеристики среды и ее воздействие на конструкции

Под влиянием агрессии внешней среды в бетоне развиваются физико-химические и физико-механические деструктивные процессы, представленные на рис.1.5.

Различаются три вида физико-химической коррозии.

Коррозия I вида. Внешним ее признаком является белый налет на поверхности бетона в месте испарения или фильтрации свободной воды. Коррозия вызывается фильтрацией мягкой воды сквозь толщину бетона и вымыванием из него гидрата окиси кальция: $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (гашеная известь) и CaO (негашеная известь). В связи с этим происходит разрушение и других компонентов цементного камня: гидросиликатов, гидроалюминатов, гидроферритов, так как их стабильное существование возможно лишь в растворах $\text{Ca}(\text{OH})_2$ определенной концентрации. Описанный процесс называется выщелачиванием цементного камня. По результатам исследований [1], выщелачивание из бетона 16 % извести приводит к

снижению его прочности примерно на 20 %, при 30 %-м выщелачивании прочность снижается уже на 50 %. Полное исчерпание прочности бетона наступает при 40-50 %-й потере извести.

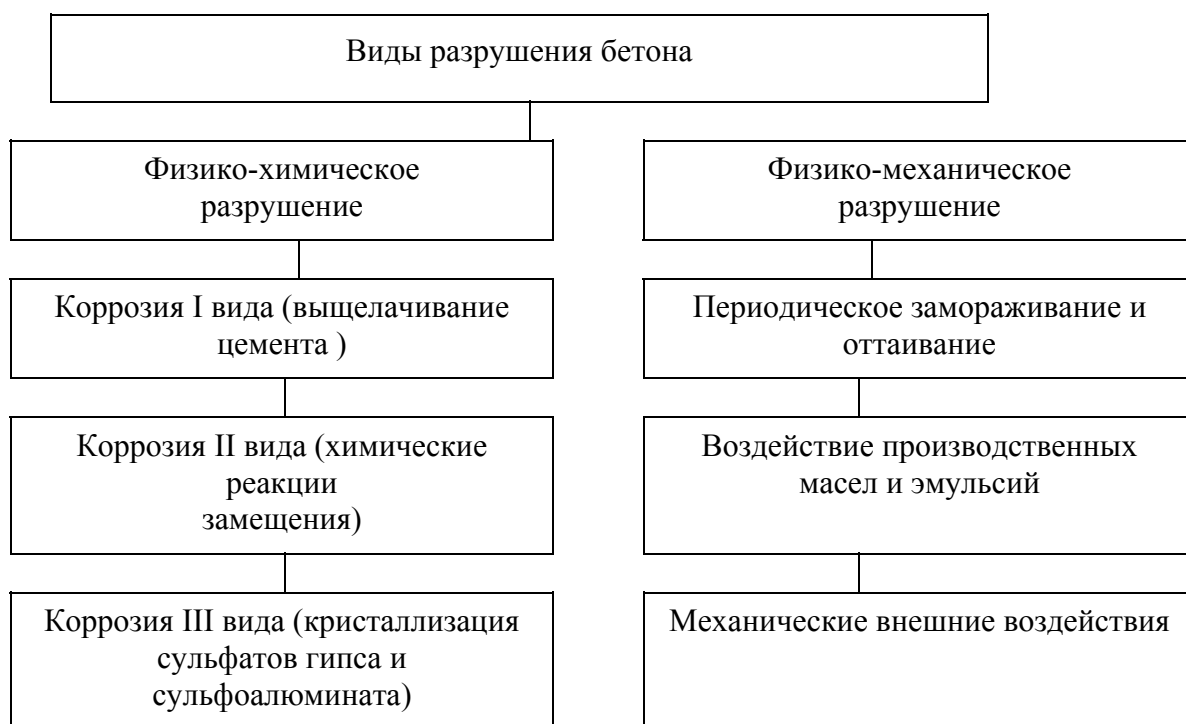


Рис.1.5. Классификация видов разрушения бетона

Выщелачиванию особо подвержены бетоны на портландцементе. Стойкими оказываются бетоны на пуццолановом портландцементе и шлакопортландцементе с гидравлическими добавками.

Следует учитывать, что если приток мягкой воды незначительный и она испаряется на поверхности бетона, то гидрат окиси кальция не вымывается, а остается в бетоне, уплотняет его, тем самым прекращая его дальнейшую фильтрацию, т.е. происходит как бы самозалечивание бетона.

Коррозия II вида. Характерным для коррозии II вида является химическое разрушение компонентов бетона (цементного камня и заполнителей) под воздействием кислот и щелочей.

Кислотная коррозия цементного камня обусловлена химическим взаимодействием гидрата окиси кальция с кислотами:

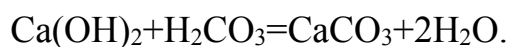
- соляной: $\text{Ca(OH)}_2 + 2\text{HCl} = \text{CaCl}_2 + \text{H}_2\text{O}$;
- серной: $\text{Ca(OH)}_2 + \text{H}_2\text{SO}_4 = \text{CaSO}_4 + \text{H}_2\text{O}$;
- азотной: $\text{Ca(OH)}_2 + \text{HNO}_3 = \text{Ca(NO}_3)_2 + \text{H}_2\text{O}$,

в результате чего Ca(OH)_2 разрушается.

При фильтрации кислотных растворов через бетон продукты разрушения вымываются, его структура делается пористой, и конструкция

утрачивает несущую способность. Таким образом, скорость коррозии возрастает с увеличением концентрации кислоты и скорости фильтрации.

Влияние уголекислоты на бетон неоднозначно. При малой концентрации CO_2 уголекислота, взаимодействуя с известью, карбонизирует ее:



Образующийся в результате химической реакции карбонат кальция CaCO_3 является малорастворимым, поэтому концентрация его на поверхности предохраняет бетон от разрушения в зоне контакта с агрессивной средой, увеличивает его физическую долговечность.

При высокой концентрации CO_2 уголекислота реагирует с карбонатом кальция, превращая его в легкорастворимый бикарбонат $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, который при фильтрации агрессивной воды вымывается из бетона, существенно снижая его прочность.

Таким образом, скорость разрушения бетона, с одной стороны, зависит от толщины карбонизированного слоя, а с другой – от притока раствора уголекислоты.

В реальных конструкциях процесс коррозии бетона оценивается по результатам анализа продуктов фильтрации: если в фильтрате обнаруживается бикарбонат $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, то это свидетельствует о развитии коррозии. Безопасным для бетона считается раствор уголекислоты с содержанием $\text{CO}_2 < 15$ мг/л и скоростью фильтрации менее 0,1 м/с.

Следует отметить, что при концентрации растворов кислот выше 0,0001N, практически все цементные бетоны, за исключением кислотоупорных, быстро разрушаются. Однако при этом более стойкими оказываются бетоны плотной структуры на портландцементе.

Стойкость бетонов в кислотной среде также зависит от вида заполнителей. Менее подвержены разрушению заполнители силикатных пород (гранит, сиенит, базальт, песчаник, кварцит).

Щелочная коррозия цементного камня происходит при высокой концентрации щелочей и положительной температуре среды. В этих условиях растворяются составляющие цементного клинкера (кремнезем и полуторные окислы), что и вызывает разрушение бетона. Более стойкими к щелочной коррозии являются бетоны на портландцементе и заполнителях карбонатных пород.

К особо агрессивным средам, вызывающим коррозию II вида, следует отнести:

- свободные органические кислоты (например, уксусная, молочная), растворяющие кальций;
- сульфаты, способствующие образованию сульфатоалюмината кальция или гипса;
- соли магния, снижающие прочность соединений, содержащих известь;

– соли аммония, разрушающе действующие на композиты, содержащие известь.

Помимо названных химикатов вредными для бетона являются растительные и животные жиры и масла, так как они, превращая известь в мягкие соли жирных кислот, разрушают цементный камень.

Коррозия III вида. Признаком коррозии III вида является разрушение структуры бетона продуктами кристаллообразования солей, накапливающихся в порах и капиллярах. Кристаллизация солей может идти двумя путями:

– химическим взаимодействием агрессивной среды с компонентами цементного камня;

– подсосом извне соляных растворов.

И в том и в другом случаях кристаллы соли выпадают в осадок, кальмируя (заполняя) пустоты в бетоне. На начальном этапе это позитивный процесс, ведущий к уплотнению бетона и повышению его прочности. Однако в последующем продукты кристаллизации настолько увеличиваются в объеме, что начинают рвать структурные связи, приводя к интенсивному трещинообразованию и многочисленным локальным разрушениям бетона.

Определяющим фактором кристаллизационной коррозии является наличие в водных растворах сульфатов кальция, магния, натрия, способных при взаимодействии с трехкальциевым гидроалюминатом цемента образовывать кристаллы. Следовательно, к более стойким к коррозии III вида следует относить такие бетоны, в которых использованы цементы с низким содержанием трехкальцевого алюмината, а именно: в портландцементе – до 5 %, в пуццолановом и шлакопортландцементе – до 7 %.

Физико-механическая деструкция (разрушение) бетона при периодическом замораживании и оттаивании характерна для многих конструкций, не защищенных от атмосферных воздействий (открытые эстакады, путепроводы, опоры ЛЭП и др.). Разрушающих факторов при замораживании бетона в водонасыщенном состоянии несколько: кристаллизационное давление льда; гидравлическое давление воды, возникающее в капиллярах вследствие отжатия ее из зоны замерзания; различие в коэффициентах линейного расширения льда и скелета материала и пр.

Постепенное разрушение бетона при замораживании происходит вследствие накопления дефектов, образующихся во время отдельных циклов. Скорость разрушения зависит от степени водонасыщения бетона, пористости цементного камня, вида заполнителя. Более морозостойки бетоны плотной структуры с низким коэффициентом водопоглощения.

Влияние производственных масел (нефтепродуктов) на прочность бетона неоднозначно. Разрушающе действуют на бетон только те нефтепродукты, которые в значительном количестве содержат поверхностно-

активные смолы. К ним относятся все минеральные масла, дизельное топливо. В то же время бензин, керосин, вазелиновое масло практически не снижают прочность бетона, однако, как и другие нефтепродукты, уменьшают сцепление бетона с арматурой. Так, например, при воздействии керосина сила сцепления бетона с гладкой арматурой уменьшается примерно на 50%.

Прочность промасленного бетона при свободной фильтрации минерального масла можно определить по формуле [2]:

$$R_t^m = R_0 \cdot (1 - 0,1t),$$

где t — продолжительность пропитки маслом, г;

R_0 — первоначальная прочность бетона, МПа.

Если время пропитки более 8 лет, прочность бетона следует принимать равной 1/3 от первоначальной.

При периодическом попадании масел на конструкцию (1-2 раза в год) прочность промасленного бетона следует определять по формуле

$$R_m^M = R_0 \cdot (1 - 0,023t).$$

Формула справедлива при воздействии масла в течение 25-30 лет. В более поздние сроки прочность бетона следует принимать равной 1/3 от первоначальной.

Методы защиты бетона эксплуатируемых конструкций при физико-химических и физико-механических агрессивных воздействиях

Защита бетона эксплуатируемых конструкций осуществляется различными способами в зависимости от характера разрушительного воздействия. Классификация методов защиты приведена на рис.1.6.

Подготовка бетонной поверхности к проведению ремонтно-восстановительных работ состоит в тщательной очистке разрушенных участков от посторонних включений и наслоений. Очистка может быть проведена вручную с помощью зубила и металлической щетки, механическим способом с применением вращающихся проволочных щеток или с помощью пескоструйного аппарата. Подготовленная поверхность грунтуется специальными составами, обладающими высокими адгезионными свойствами. Для этого часто используется растворная смесь из портландцемента и кварцевой муки, замешанная на воде с добавлением синтетических смол. Свежая грунтовка посыпается сухим кварцевым песком крупностью 0,2-0,7 мм. В качестве грунта могут быть использованы синтетические смолы в "чистом" виде.

Наложение шпаклевочной массы необходимо производить по несхватившейся поверхности грунтовки. В шпаклевку желательно добавить кварцевый песок крупностью 0,1-0,4 мм.

Если поверхность ремонтируемого участка достаточно большая (0,5 м и более), то целесообразно делать набрызг цементного раствора или торкретирование.

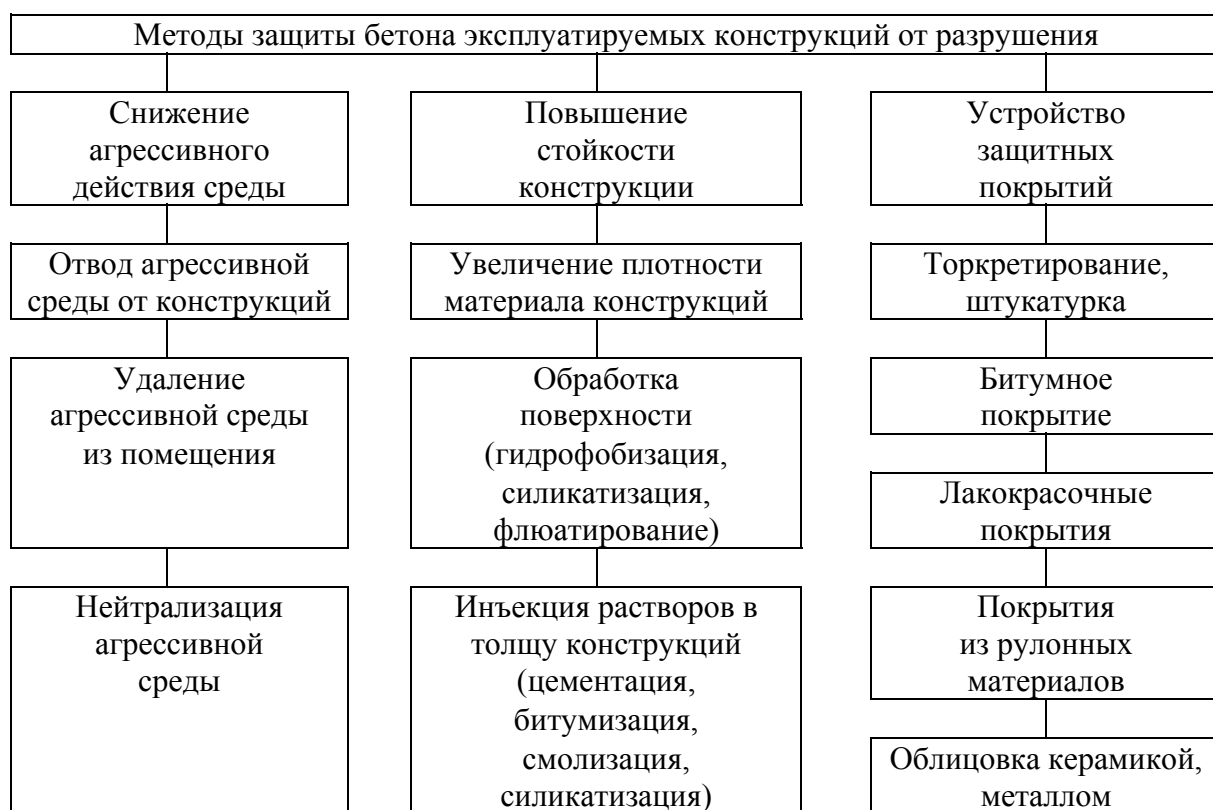


Рис.1.6. Защита бетона эксплуатируемых конструкций от разрушения

Торкретирование производится растворной смесью в соотношении цемент:песок = 1:3. Смесью подается с помощью цемент-пушки под давлением 5-6 атм. Разбрызгивающее сопло располагается на расстоянии 0,5-1 м от ремонтируемой поверхности. Торкретирование ведется слоями, толщина каждого из которых не более 4 см. Все последующие слои можно наносить только после схватывания предыдущего.

На отремонтированные участки и окружающие бетонные поверхности наносится защитный слой покрытия, вид которого обусловлен возможными агрессивными воздействиями. Рекомендуемые составы покрытий приведены в прил. 4.

Эффективной защитой железобетонных конструкций от атмосферных осадков может служить их гидрофобизация или флюатирование. В первом случае бетон пропитывается на глубину 2-10 мм гидрофобными (водоотталкивающими) составами на основе кремнийорганических полимерных материалов: ГКЖ-94, ГКЖ-10. Составы наносятся кистью или пульверизатором на предварительно очищенную сухую поверхность конструкции.

Во втором случае делается обработка бетона 3-7 %-м раствором кремнийфтористоводородной кислоты. При этом кремнийфтористомagneзий MgSiF_6 , реагируя с ионами кальция, образует на стенках пор и капилляров цементного камня нерастворимый защитный слой из кристаллов фтористого кальция и кремнезема.

Флюат наносится на поверхность бетона в 3-4 слоя. Интервал между нанесением слоев составляет примерно 4 часа.

Коррозия арматуры

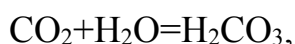
Арматура в бетоне играет исключительно важную роль, так как воспринимает растягивающее напряжение от внешней нагрузки, обеспечивая прочность конструкции, поэтому коррозия арматуры недопустима.

Рассмотрим некоторые химические процессы, обуславливающие защитные и разрушительные факторы, воздействующие на арматуру.

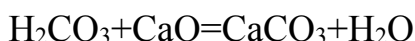
Под влиянием щелочной среды цементного бетона ($\text{pH}=12,5-12,6$) стальная арматура пассивируется, т.е. защищается от окисления. Однако щелочность защитного слоя бетона в результате воздействия воды и содержащихся в воздухе двуокисей углерода CO_2 и серы SO_2 постепенно снижается, и, если она оказывается ниже значения $\text{pH}=9,5$, в арматуре начинаются окислительные процессы.

Образование агрессивной среды и депассивация арматуры происходят следующим образом:

образование и воздействие углекислоты

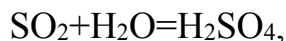


которая, реагируя с окисью кальция, содержащейся в бетоне, образует карбонат кальция и остаточную воду

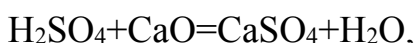


(указанная реакция протекает в течение нескольких лет, понижая величину pH в защитном слое бетона на 2.5...4 ед.);

образование и воздействие серной кислоты



которая, реагируя с окисью кальция, образует гипс и остаточную воду



в результате этой реакции величина pH дополнительно может снижаться на 1...3 ед., достигая величины $\text{pH} = 6(7)$.

Скорость депассивации арматуры зависит главным образом от толщины защитного слоя бетона и степени агрессивности среды. Нормы [3] регламентируют эти величины также с учетом показателя проницаемости бетона [3, табл. 1] и типа арматурной стали [3, табл. 10].

Виды коррозии арматуры

Коррозия арматуры может быть вызвана разными неблагоприятными факторами, обуславливающими химическое и электрохимическое воздействие. К ним относятся растворы кислот, щелочей, солей, влажные газы, природные и промышленные воды, а также блуждающие токи.

В кислотах, не обладающих окислительными свойствами (соляная кислота), стальная арматура сильно корродирует в результате образования растворимых в воде и кислоте продуктов коррозии, причем с увеличением концентрации соляной кислоты скорость коррозии возрастает.

В кислотах, обладающих окислительными свойствами (азотная, серная и др.), при высоких концентрациях скорость коррозии, наоборот, уменьшается из-за пассивации поверхности арматуры.

Скорость коррозии арматуры в щелочных растворах при $\text{pH} > 10$ резко снижается из-за образования нерастворимых гидратов закиси железа. Растворы едких щелочей и карбонаты щелочных металлов практически не разрушают арматуру, если их концентрация не превышает 40%.

Солевая коррозия арматуры зависит от природы анионов и катионов, содержащихся в водных растворах солей.

В присутствии сульфатов, хлоридов и нитратов щелочных металлов, хорошо растворимых в воде, солевая коррозия усиливается. И, наоборот, присутствие карбонатов и фосфатов, образующих нерастворимые продукты коррозии на анодных участках, способствует затуханию коррозии. На интенсивность солевой коррозии арматуры влияет кислород, который окисляет ионы двухвалентного железа и понижает перенапряжение водорода на катодных участках. С повышением концентрации кислорода скорость коррозии увеличивается.

Рассматривая воздействие газов, следует особо отметить агрессивность окислов азота NO , NO_2 , N_2O и хлора Cl_2 , которые в присутствии влаги вызывают сильную коррозию арматуры.

Практика обследования железобетонных конструкций, соприкасающихся с грунтом, указывает на частые случаи разрушения арматуры блуждающими токами, которые появляются из-за утечек электроэнергии с рельсов электрофицированных железных дорог, работающих на постоянном токе, или других источников. В месте входа тока в конструкцию образуется катодная зона, а в месте выхода – анодная, или зона коррозии. Опыты показывают, что блуждающие токи распространяются на многие километры в стороны от источника, практически не утрачивая силы тока, которая может достигать десятков ампер. Обычно скорость разрушения арматуры блуждающими токами заметно превышает скорость разрушения от химической коррозии. Опасной для конструкции считается плотность тока утечки свыше $0,15 \text{ мА/дм}^2$.

При анализе агрессивных воздействий на железобетонные конструкции учитываются факторы, сопутствующие коррозии арматуры (рис. 1.7), и, кроме того, разрабатываются соответствующие защитные мероприятия.

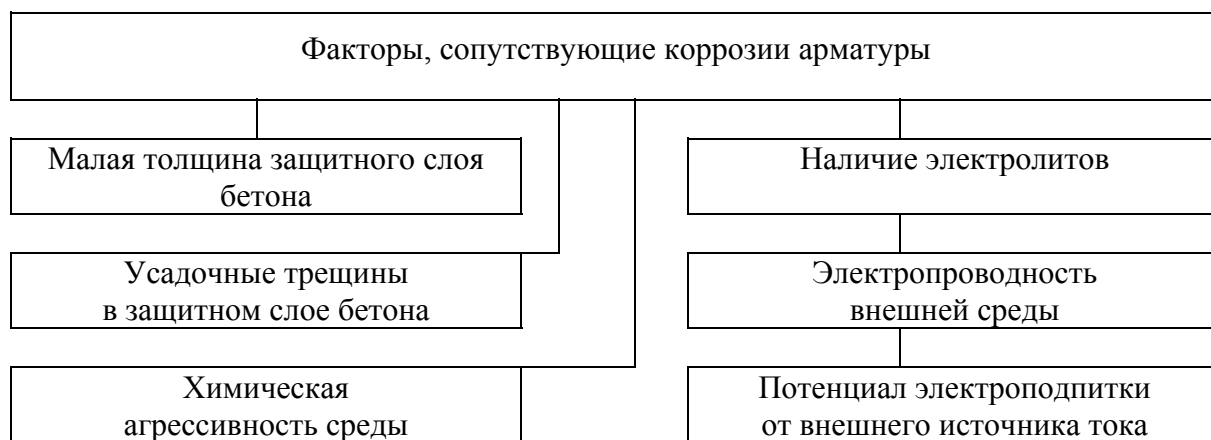


Рис.1.7. Классификация факторов, сопутствующих коррозии арматуры

Требования к армированию конструкций, работающих в агрессивной среде

В соответствии с рекомендациями [3] не допускается использование в предварительно-напряженных конструкциях, эксплуатируемых в сильноагрессивных газообразных и жидких средах, стержневой арматуры класса А-V и термически упрочненной арматуры всех классов. Нельзя также применять проволочную арматуру класс В-II, Вр-II и стержневую классов А-V, Ат-IV в конструкциях из бетона на пористых заполнителях, эксплуатируемых в агрессивной среде, если не предусмотрены специальные защитные покрытия.

Оцинкованная арматура рекомендуется к применению только в тех случаях, когда невозможно обеспечить требуемую плотность бетона и толщину защитного слоя.

Восстановление эксплуатационных качеств конструкции с корродированной арматурой

Образование продуктов химической коррозии на арматуре увеличивает ее объем, вследствие чего бетон защитного слоя механически разрушается. Это выражается в появлении волосных трещин по направлению арматурного стержня. Со временем трещины раскрываются, бетон защитного слоя отслаивается, и корродированная арматура оголяется. Для восстановления эксплуатационных качеств необходимо с помощью металлической щетки или пескоструйного аппарата очистить арматуру от ржавчины и оценить степень ее коррозии. Если коррозией повреждено более 50% площади

сечения арматурного стержня, то поврежденный участок вырезается и производится его замена на новый, равноценный по площади стержень, привариваемый электродуговой сваркой. При площади менее 50% поврежденный участок не вырезается, а на него наваривается дополнительный стержень усиления, компенсирующий разрушенное сечение.

На все оголенные участки арматуры наносится защитное покрытие из эпоксидной смолы, обладающей хорошей адгезией к бетону и стали. Состав покрытия представлен в прил. 4.

Хорошей защитой арматуры также является послойное нанесение торкретбетона толщиной слоев 1...1,5 см, приготовленного из смеси цемент:песок = 1:2 (1:3) и наносимого на обрабатываемую поверхность с расстояния 1...1,2 м.

Характеристики бетонного покрытия (плотность бетона, толщина защитного слоя), независимо от способа нанесения покрытия, должны соответствовать показателям и требованиям, представленным в прил.3, табл. I и II.

Химическое и биологическое разрушение деревянных конструкций

Древесина является достаточно химически стойким материалом при действии слабоагрессивных сред. Она практически не разрушается под воздействием соляной кислоты концентрацией до 10% и серной до 5%. Медленно разрушается древесина и под воздействием водных растворов едких щелочей (при $pH > 13$), а также нейтральных солей разных концентраций. Поэтому древесина раньше широко применялась в строительных конструкциях химических производств, здания которых существуют и по настоящее время.

Разрушительно действуют на древесину в основном лишь сильно концентрированные кислоты, такие, как серная, азотная, соляная, хромовая и др. При этом более значительному разрушению подвергается древесина лиственных пород, не содержащая смолистых веществ.

Для повышения химической стойкости конструкций, работающих в сильноагрессивных средах, древесина пропитывается фенолоформальдегидными и фурановыми смолами, а при слабоагрессивных средах используются различные лакокрасочные покрытия.

Биологическое разрушение конструкций происходит в результате повреждения древесины дереворазрушающими грибами (гнилью) и насекомыми (жучки, их личинки и термиты).

Дереворазрушающие грибы развиваются в древесине при температуре от -2° до $+60^{\circ}C$ и влажности более 23%. Всего дереворазрушающих грибов насчитывается более 60 видов, однако наиболее распространенными из них являются примерно 6 видов, среди которых: настоящий домовый гриб, белый домовый гриб, пленчатый домовый гриб, столбовой гриб, пластинчатый

шахтный гриб и др. Характеристика дереворазрушающих грибов и признаки их проявления даются в прил.4, табл.І.

Грибы размножаются посредством спор, из которых в дальнейшем образуются гифы (нити), шнуры, грибница и плодовое тело,

Питаются грибы клетчаткой древесины и содержащимися в полости клеток белковыми веществами. Рост и развитие грибов сопровождается изменением окраски, структуры и прочности древесины. В результате этого на поверхности деревянных конструкций образуются поперечные и продольные трещины, а сердцевина древесины становится рыхлой и трухлявой. В наибольшей степени разрушаются конструкции, эксплуатируемые в неблагоприятных температурно-влажностных условиях и при отсутствии циркуляции воздуха. К таковым относятся накаты перекрытий плохо вентилируемых крыш; деревянные, оштукатуренные с двух сторон перегородки; концы деревянных балок и столбов, непосредственно соприкасающихся с кирпичной кладкой или грунтом. Очагами развития грибов также являются места прохождения через перекрытия и стены водопроводно-канализационных труб; погреба и приямки.

Защита деревянных конструкций от гнили сводится к конструктивным и профилактическим мероприятиям.

При очаговых поражениях конструкции древесины, в зоне загнивания вырезается с захватом здоровых участков на 40-50 см, после чего поврежденная конструкция восстанавливается деревянной вставкой или специальным протезом, предварительно обработанным 10%-м раствором медного или железного купороса. Для предотвращения повторного поражения гнилью конструкция предохраняется от увлажнения и обеспечивается необходимой циркуляцией воздуха.

С целью увеличения долговечности конструкций, особенно, если они эксплуатируются во влажных условиях, применяется антисептирование, т.е. пропитка древесины веществами, препятствующими произрастанию грибов. Антисептики изготавливаются в виде масляных и водных растворов или паст: битумных, экстрактовых, глиняных и пр. Характеристики отдельных антисептиков приведены в прил.4, табл.ІІ, ІІІ.

Антисептирование конструкций, эксплуатируемых в относительно сухих условиях производится водным или масляным раствором антисептика путем опрыскивания из распылителя или покраски кистями. Конструкции, которые подвергаются периодическим частым увлажнению, обычно обрабатываются антисептическими пастами, вещество которых, растворяясь в воде, хорошо пропитывает древесину, проникая к сердцевине. При назначении способа антисептирования конструкций и вида антисептиков руководствуются указаниями СНиП ІІ-25-80.

Поражение древесины насекомыми – вредителями так же опасно для конструкций, как и гнилью. В отличие от грибов, насекомые разрушают древесину практически любой влажности, протачивая в ней отверстия и

превращая сердцевину в труху. Из значительного количества известных насекомых-вредителей (жуки-усачи, точильщики, дровосеки, долгоносики, термиты, шашни и др.) наиболее опасными и широко распространенными считаются домовый жук-дровосек и жук-точильщик. Пожирателями древесины являются личинки жуков, в то время как сами жуки только "просверливают" отверстия в ней при устройстве выходов-летков.

Различаются жуки по характерным признакам:

✓ жук-дровосек: темно-коричневого цвета; на светловатом шейном щитке видны два темных бугорка; длина жука 8...25 мм, личинки – около 30 мм; диаметр отверстия-летка, оставляемого жуком, 4...7 мм; продолжительность жизни жука 3...5 лет;

✓ жук-точильщик: коричневого цвета; длина 3...5 мм; диаметр летка около 1,5 мм; продолжительность жизни 2-3 года.

Названные жуки поражают древесину хвойных и лиственных пород. Развитие личинок происходит при влажности древесины не менее 10%. Оптимальная температура для существования жуков и личинок +20...+28°C.

Для уничтожения насекомых-вредителей пораженная древесина пропитывается химическими веществами – инсектицидами, характеристики которых приведены в прил.4, табл.IV. Раствор инсектицида с помощью шприца нагнетается в пораженную жуками конструкцию с использованием для этого выходных отверстий-летков, а также в специально просверленные отверстия диаметром 15-20 мм и глубиной на 3/4 толщины элемента. После пропитки отверстия замазываются парафином или антисептической пастой.

При значительном поражении конструкции жуками поврежденный участок древесины вырезается и сжигается, а конструкция усиливается накладками или протезом.

Трещины в железобетонных конструкциях

Трещины в железобетонных конструкциях эксплуатируемых зданий встречаются достаточно часто, являясь следствием ряда причин. Они могут возникать как от силового воздействия на конструкции, так и в результате температурных и усадочных напряжений в бетоне.

Ввиду большого разнообразия, трещины обычно разделяются по следующим признакам:

причине возникновения:

а) трещины от внешних силовых воздействий при эксплуатации конструкции T ;

б) трещины от силового воздействия при неправильном складировании, перевозке и монтаже конструкции T_m ;

в) трещины от силового воздействия при обжати бетона предварительно-напряженной арматурой T_0 ;

г) трещины технологические (от усадки бетона, плохого уплотнения бетонной смеси, неравномерного паропрогрева, жесткого режима тепловлажностной обработки бетона) T_y ;

д) трещины, образовавшиеся в результате коррозии арматуры, T_k ; значению:

а) трещины, указывающие на аварийное состояние конструкции;

б) трещины, увеличивающие водопроницаемость бетона (в резервуарах, трубах, стенах подвала);

в) трещины, снижающие долговечность конструкции из-за интенсивной коррозии арматуры (бетона);

г) трещины "обычные", не вызывающие опасений в надежности конструкции (ширина раскрытия "обычных" трещин не должна превышать величин, указанных в [6, табл.21]).

Исследуя характер распространения и раскрытия видимых трещин, в большинстве случаев можно определить причину их образования, а также оценить степень опасного состояния конструкции.

Трещины от силового воздействия обычно располагаются перпендикулярно действию главных растягивающих напряжений. Основные виды "силовых" трещин представлены в табл.1.4.

Т а б л и ц а 1 . 4

Трещины в железобетонных конструкциях

Вид трещин	Форма трещин	Элементы конструкций
Сквозная клиновидная		Внецентренно растянутые элементы
Сквозная внахлестку		Внецентренно растянутый нижний пояс безраскосной фермы
Несквозная клиновидная		Изгибаемые и внецентренно сжатые элементы
Сквозная с параллельными стенками		Центрально-растянутые элементы раскосных ферм
Замкнутая наклонная		Приопорная зона изгибаемых элементов
Несквозная продольная		Предварительно напряженные элементы в зоне заанкеривания арматуры. Сжатые элементы

Усадочные трещины в плоских конструкциях распределяются хаотично по объему, а в конструкциях сложной конфигурации концентрируются в местах сопряжения элементов (узлы ферм; сопряжение полки и ребер в плитах, двутавровых балках и т.д.). Трещины от коррозии проходят вдоль корродируемых арматурных стержней.

Трещины в плитах перекрытий

Рассмотрим наиболее часто встречающиеся случаи обнаружения трещин в железобетонных перекрытиях промышленных зданий, которые, как правило, работают в сложных условиях, испытывая технологические перегрузки, ударные и вибрационные воздействия, разрушающее влияние технических масел и других агрессивных сред, что приводит к их быстрому износу, а следовательно, и появлению трещин. Как видно из рис.1.8, характер трещин, обусловленных силовым воздействием, зависит от статической схемы плиты перекрытия: вида и характера действующей нагрузки, способов армирования и соотношения пролетов. При этом трещины располагаются перпендикулярно главным растягивающим напряжениям.

Причинами широкого раскрытия "силовых" трещин обычно являются перегрузка плиты, недостаточное количество рабочей арматуры или неправильное ее размещение (сетка смещена к нейтральной оси). Если ширина раскрытия трещин превышает 0,3 мм, плиты усиливаются методом наращивания или подращивания сечения с дополнительным армированием. В местах приложения больших сосредоточенных сил усиливается зона, воспринимающая нагрузку, для чего используются различные распределительные устройства (стальные листы, балки, густоармированная набетонка и пр.).

Трещины в балках с обычным армированием и в предварительно-напряжённых балках

Характерным для балок является образование нормальных (вертикальных) и наклонных (косых) трещин на боковой поверхности, причем нормальные трещины возникают в зоне действия наибольших изгибающих моментов, а наклонные — в зоне действия наибольших касательных напряжений, вблизи опор.

Картина трещинообразования балок в основном зависит от статической схемы, вида поперечного сечения и напряженного состояния. На рис. 1.9, а, б показаны "силовые" трещины в однопролетной и многопролетной балках прямоугольного сечения. Характерно, что нормальные трещины имеют наибольшую ширину раскрытия у растянутой грани, а наклонные — как вблизи центра тяжести сечения, так и у растянутой грани.

Нормальные трещины с шириной раскрытия более 0,5 мм обычно свидетельствуют о перегрузке балки или недостаточном ее армировании продольной рабочей арматурой.

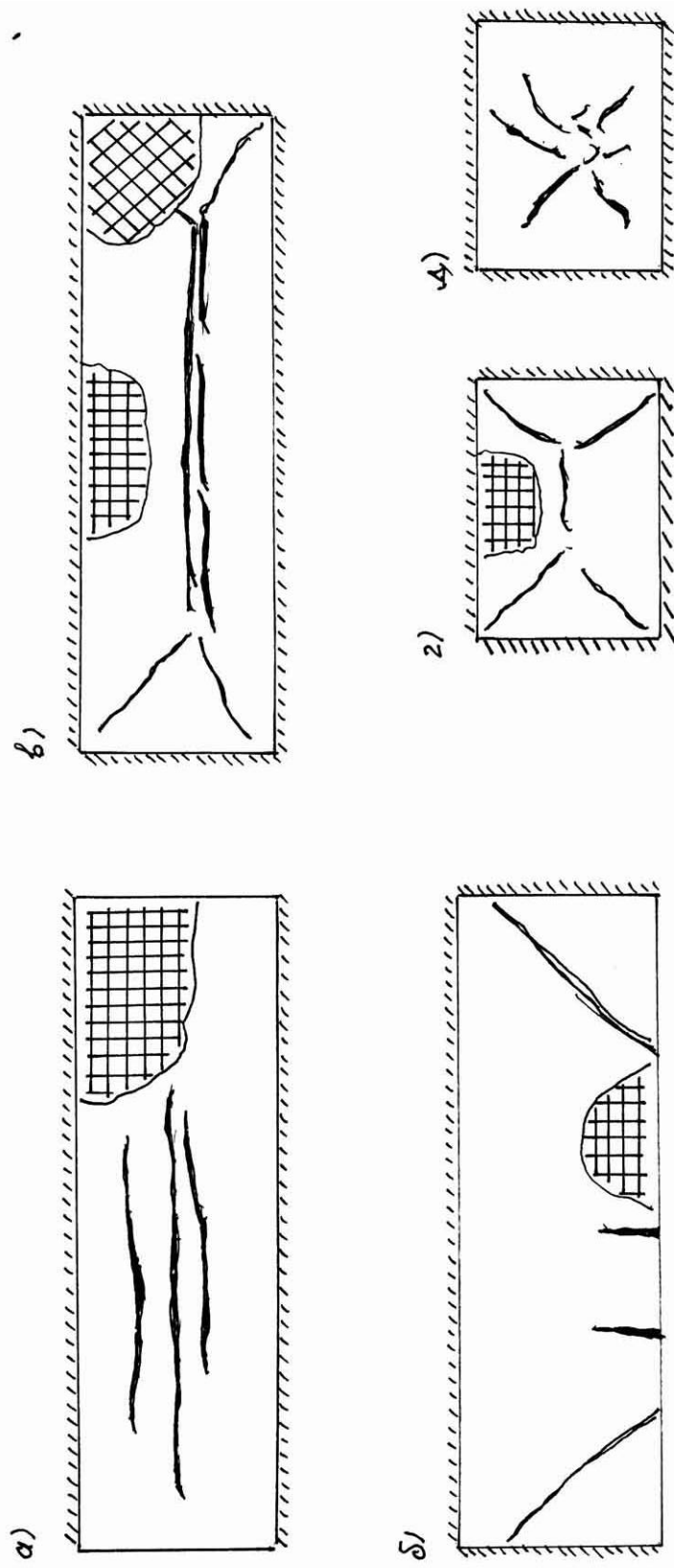
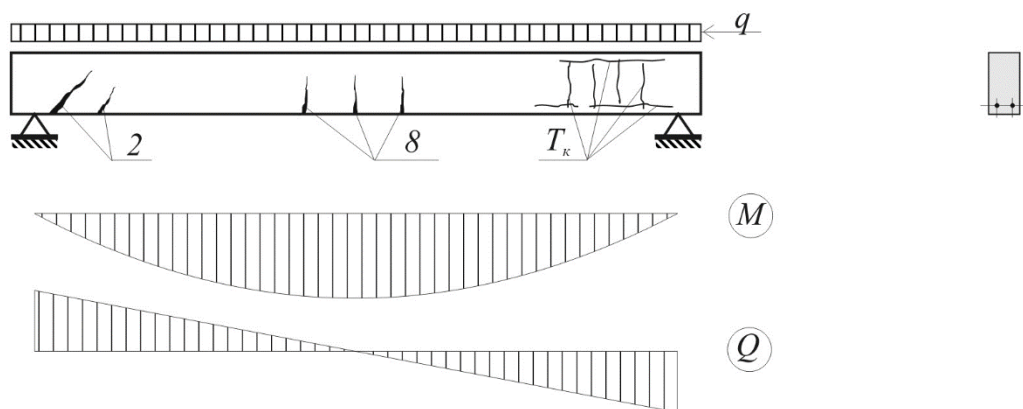
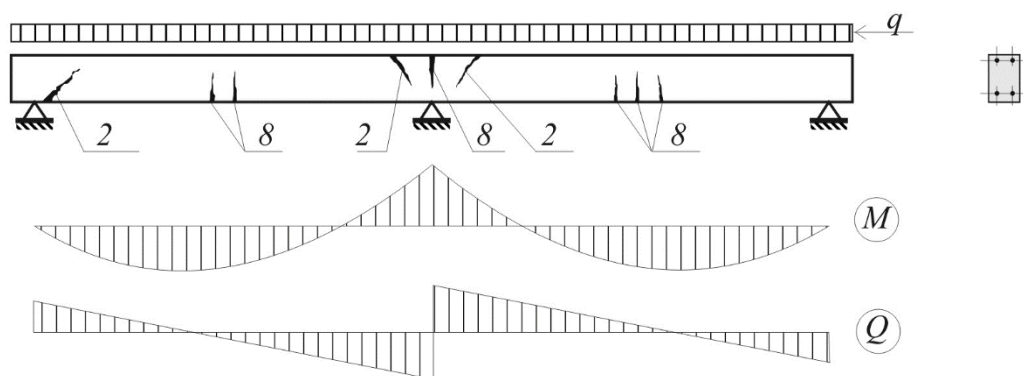


Рис. 1.8. "Силовые" трещины на потолочной поверхности плит, нагруженных равномерно распределенной (а, б, в, г) и сосредоточенной (д) нагрузками:
а – опирание плиты по двум сторонам; б – опирание плиты по трем сторонам; в – опирание плиты по четырем сторонам при $l_1/l_2 > 2$; г, д – опирание плиты по четырем сторонам при $l_1/l_2 \leq 2$

a.



б.



в.

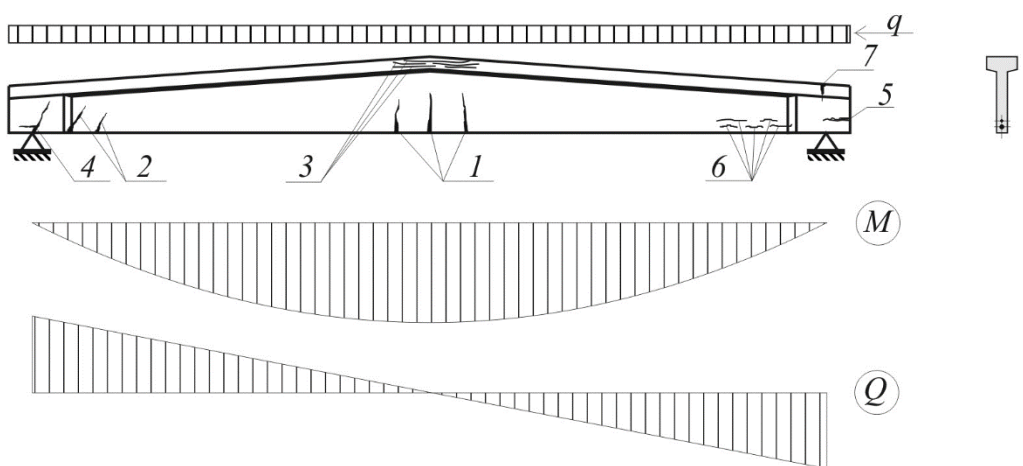


Рис.1.9. Трещины на боковой поверхности балок:
a, б – с обычным армированием; *в* – предварительно напряженных;
 1-8 – технологические и "силовые" трещины (см. табл. 1.5)

Наклонные трещины, особенно в зоне заанкеривания рабочей продольной арматуры, также свидетельствуют о перегрузке и считаются наиболее опасными, так как могут привести к внезапному обрушению балки. Причинами образования и раскрытия наклонных трещин часто служат низкий класс бетона, большой шаг поперечной арматуры, низкое качество сварки поперечных и продольных стержней.

Балки, армированные высокопрочной арматурой классов А-V, А-VI, В-II, К-7, изготавливаются предварительно напряженными с повышенными требованиями к трещиностойкости, поэтому появление в них широко раскрытых трещин всегда свидетельствует либо о серьезных технологических недоработках, либо о перегрузках. На рис.1.9, в показаны характерные трещины в предварительно напряженной стропильной балке, в табл.1.5 представлены возможные причины образования чрезмерно раскрытых трещин.

При оценке эксплуатационной пригодности обследуемых балок важным показателем является ширина раскрытия силовых трещин. Следует однако отметить, что действующие нормы, регламентируя ширину трещин с позиции долговечности конструкции, не учитывают тот факт, что она является, кроме того, и показателем напряженного состояния сечения.

На кафедре строительных конструкций ПГУАС разработан метод оценки напряженного состояния сечения балки с использованием деформационной модели, базирующийся на результатах измерения ширины нормальных трещин, расстояния между ними, а также прогиба балки. При этом обработка результатов обследования включает несколько этапов:

- по формуле $a_{crc} = R_{su} l_{crc} \phi_l / E_s$ определяется максимально допустимая безопасная ширина раскрытия трещин, a_{crc} , которая сопоставляется с фактически измеренной, $a_{crc.f}$. Если $a_{crc.f} < a_{crc}$, то переходят к следующему этапу;

- по формуле $\varepsilon_{sm} = a_{crc.f} / l_{crc} \phi_l$ находится средняя деформация арматуры на участке с трещинами;

- по формуле $1/r = \phi(f)$ вычисляется кривизна элемента как функция от прогиба;

- по формуле $\varepsilon_b = [(1/r)h_o - \varepsilon_{sm}] / \phi_l$ определяется относительная деформация сжатия бетона в сечении с трещиной;

- по графикам расчетных диаграмм состояний бетона и арматуры определяются уровни действующих напряжений и формулируется вывод о степени опасности напряженного состояния сечения в целом.

Т а б л и ц а 1.5

Трещины в балках (к рис. 1.9)

Номера трещин	Возможные причины образования трещин
1	Недостаточное напряжение балки: малая величина натяжения арматуры, большие потери предварительного напряжения. Перегрузка балки по нормальному сечению
2	Брак при изготовлении: низкий класс бетона, большой шаг поперечной арматуры, плохое приваривание поперечных стержней к продольным. Перегрузка балки по наклонному сечению
3	Низкий класс бетона. Перегрузка балки по нормальному сечению
4	Нарушение анкеровки предварительно напряженной арматуры: низкий класс бетона, недостаточная прочность бетона на момент обжатия
5 и 6	Отсутствие косвенного армирования в зоне заанкеривания предварительно напряженной арматуры. Низкая прочность бетона на момент обжатия
7	Недостаточное косвенное армирование. Соединение сваркой закладных деталей смежных балок в нарушение расчетной схемы
8	Перегрузка балки по нормальному сечению. Недостаточное количество рабочей арматуры

Так, например, для балок, армированных стержнями из мягкой стали с площадкой текучести, уровень достигнутых напряжений $\sigma_b/R_{bn} \leq 0,85$ считается неопасным, и балки могут эксплуатироваться с пониженной до расчетной величины нагрузкой без усиления. При уровне напряжений $\sigma_b/R_{bn} > 0,85$ требуется усиление нормального сечения.

Оценка напряженного состояния балок по результатам натурного обследования является достаточно перспективной и при условии дальнейшего накопления экспериментальных данных, включающих длительные испытания, многорядное положение рабочих стержней, предварительное напряжение, может использоваться в проверочных расчетах.

Рассмотрим пример, базирующийся на реальных исходных данных обследования производственного здания.

Пример.1.1. Требуется оценить резерв прочности балки, имеющей трещины в растянутой зоне.

Исходные данные.

Балка сборного перекрытия железобетонная сечением $b \times h = 0,3 \times 0,5$ м ($h_0 = 0,46$ м), с расчетной длиной $l_0 = 5,8$ м, свободно опертая по концам, нагружена равномерно распределенной нагрузкой. Балка выполнена из тяжелого бетона класса В15 ($R_{bn} = 11$ МПа; $E_b = 23 \cdot 10^3$ МПа). Рабочая арматура класса А-II ($R_{sn} = 295$ МПа; $E_s = 21 \cdot 10^4$ МПа; $\beta = 30$).

В процессе эксплуатации балка была перегружена, в результате чего в средней части образовались нормальные трещины, максимальная ширина раскрытия которых в уровне рабочей арматуры составила $a_{\text{кр}}=0,5$ мм. Расстояние между трещинами $l_{\text{кр}}=200$ мм. Прогиб балки в середине пролета $f=32$ мм. Перегрузка балки (из-за складирования материала) была кратковременной $\varphi_1=1,0$.

Решение

Находим среднюю деформацию растяжения арматуры на участке с трещинами по формуле

$$\varepsilon_{\text{см}} = \frac{a_{\text{кр}}}{l_{\text{кр}} \varphi_1} = \frac{0,5}{200 \cdot 1,0} = 0,0025.$$

Определяем базовые деформации на диаграмме состояния арматуры

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_{\text{sn}}}{E_s} = \frac{295}{21 \cdot 10^4} = 0,0014;$$

$$\varepsilon_{s2} = \beta \cdot \varepsilon_{s0} = 30 \cdot 0,0014 = 0,042;$$

$$\varepsilon_{s3} = 0,5 \cdot \varepsilon_{s2} = 0,021.$$

Так как $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_{\text{см}} < \varepsilon_{s3}$ ($0,0014 < 0,0025 < 0,021$), следовательно, напряжения в арматуре достигли предела текучести, а величина деформации арматуры находится в опасной зоне (рис.1.10).

Вычисляем кривизну оси балки по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{48}{5} \frac{f}{l_0^2} = \frac{48}{5} \cdot \frac{32}{5800^2} = 913 \cdot 10^{-8} \text{ мм}^{-1}.$$

Находим среднюю деформацию сжатия бетона в зоне максимального прогиба

$$\varepsilon_{\text{bm}} = \frac{\left(\frac{1}{r} h_0 - \varepsilon_{\text{см}} \right)}{\varphi_1} = \frac{913 \cdot 10^{-8} \cdot 460 - 0,0025}{1,0} = 0,0017.$$

Находим базовые деформации на диаграмме состояния бетона

$$\varepsilon_{b3} = \frac{0,85 R_{\text{bn}}}{0,5 E_b} = \frac{0,85 \cdot 11}{23 \cdot 10^3 \cdot 0,5} = 0,000813; \quad \varepsilon_{b0} = 0,002;$$

Так как $\varepsilon_{b3} < \varepsilon_{\text{bm}} < \varepsilon_{b0}$, $0,00081 < 0,0017 < 0,002$, то деформации бетона располагаются в опасной зоне (рис.1.11).

В ы в о д . Поскольку деформации арматуры и бетона достигли опасной величины, необходима разгрузка или усиление балки.

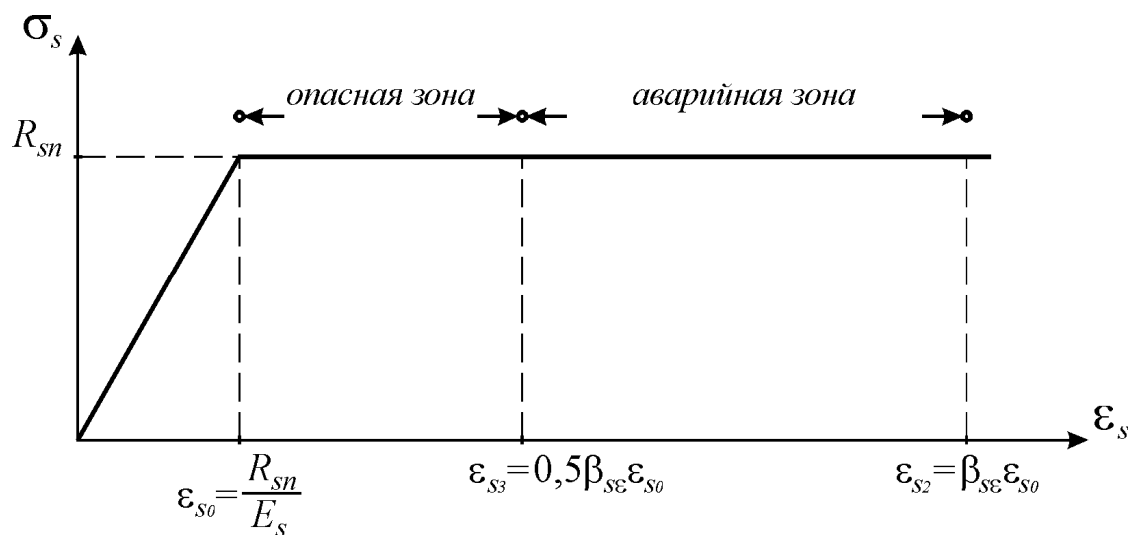


Рис.1.10. Расчетная диаграмма состояния арматуры классов А-I...А-III при растяжении
 $\beta_{s\epsilon} = 40$ – для арматуры класса А-I;
 $\beta_{s\epsilon} = 30$ – для арматуры класса А-II;
 $\beta_{s\epsilon} = 20$ – для арматуры класса А-III

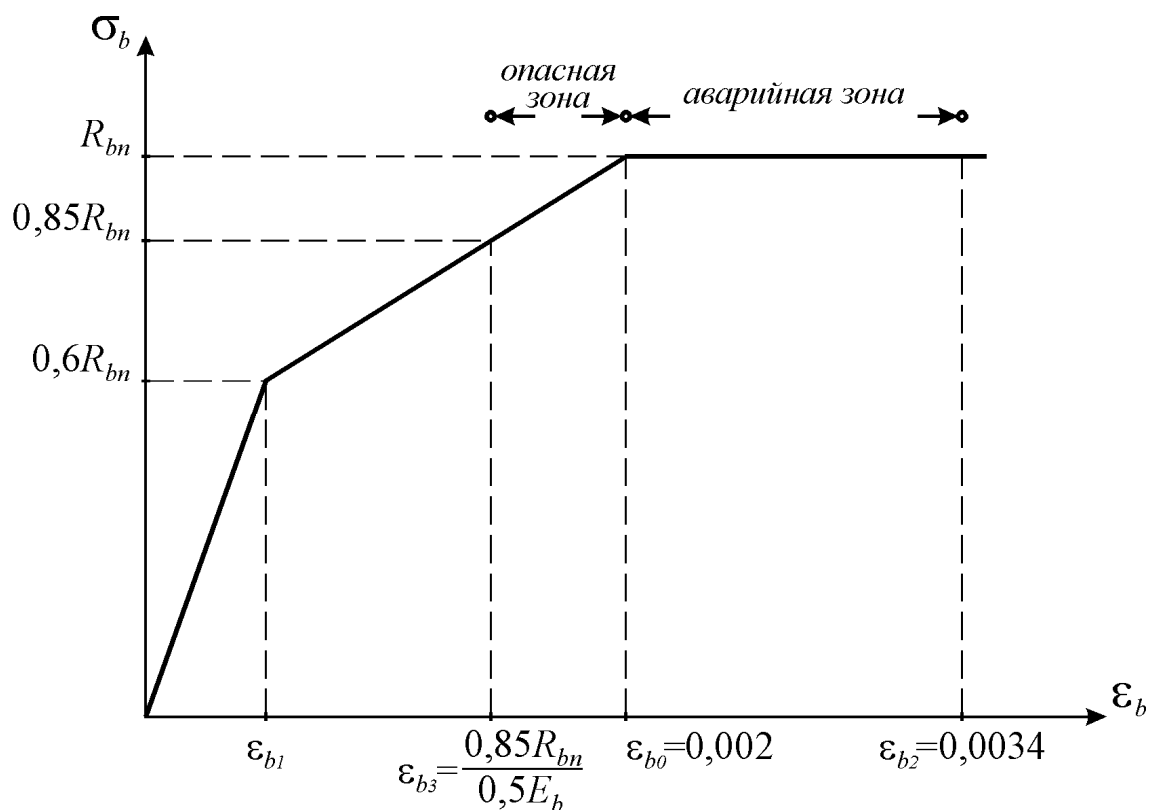


Рис.1.11. Расчетная диаграмма состояния бетона при сжатии

Трещины в колоннах

Картина трещин в колоннах (рис.1.12,а,б) главным образом зависит от вида внецентренного сжатия и характера действующих нагрузок. Кроме того, заметное влияние оказывают технологические параметры: прочность бетона, качество армирования, условия твердения и пр. При больших эксцентриситетах приложения нагрузки в растянутой зоне могут образовываться широкооткрытые горизонтальные трещины 1, свидетельствующие о перегрузке колонны или ее недостаточном армировании. При малых эксцентриситетах появляются вертикальные трещины 2, являющиеся следствием перегрузки ствола колонны или низкого класса бетона. Появление вертикальных "силовых" трещин часто провоцируется усадочными трещинами, совпадающими с ними по направлению.

Низкое качество сварного соединения продольных и поперечных стержней или слишком большой шаг поперечной арматуры приводят к потере устойчивости сжатых продольных стержней и появлению трещин 3. Отсутствие косвенного армирования в зоне концентрации сжимающих напряжений у верха колонны вызывает образование вертикальных трещин 4. О недостаточном армировании, или явной перегрузке консоли, свидетельствуют трещины 5 и 6.

Ствол колонны с "силовыми" трещинами, как правило, усиливается железобетонной или стальной обоймой, а консоль – с помощью затяжек, конструкция которых приводится ниже.

Следует отметить, что представленная на рис.1.12 картина трещин не исчерпывает их многообразия в колоннах эксплуатируемых зданий. Трещины могут появляться в результате динамических воздействий при перемещении мостового крана, от ударов негабаритными грузами, просадок грунта в основании фундаментов, поэтому при формулировании окончательных выводов о степени опасности трещин требуется тщательный и всесторонний анализ.

Трещины в стропильных фермах

Трещинообразование в стропильных фермах обусловлено особенностью их статической работы как пространственных конструкций. Соединение элементов фермы в узлах создает предпосылки для концентрации в них разнородных по знаку и характеру напряжений: сжимающих, растягивающих, касательных. В результате концентрации напряжений узлы подвержены наиболее интенсивному трещинообразованию и требуют значительного расхода арматуры. Большие растягивающие усилия в нижнем поясе приводят к появлению сквозных вертикальных трещин, а сжимающие усилия в верхнем поясе – к появлению несквозных горизонтальных трещин.

Картина трещинообразования в раскосной стропильной ферме сегментного очертания представлена на рис.1.12,в; характеристика трещин дана в табл. 1.6.

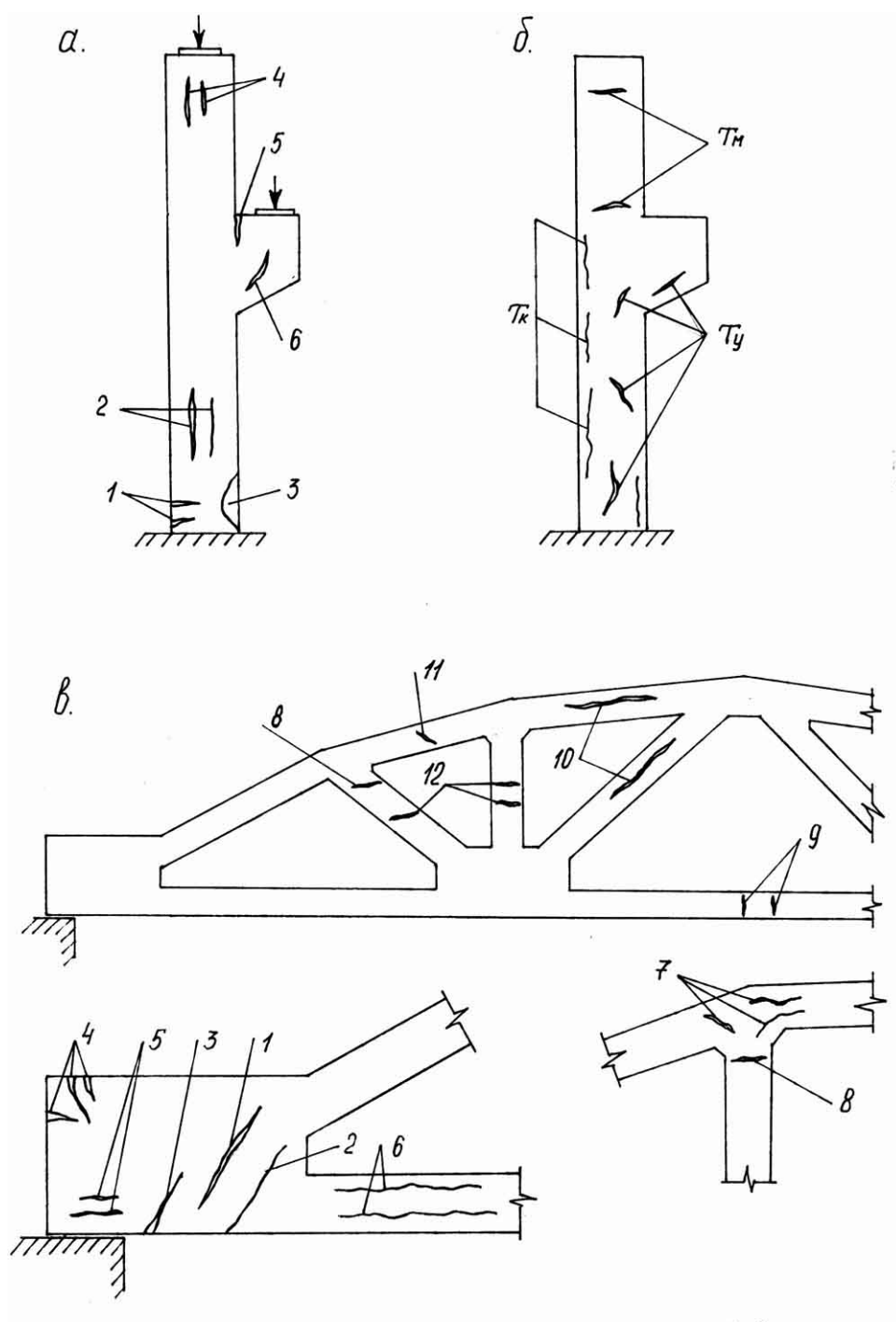


Рис.1.16. Трещины в колоннах и стропильной ферме:
а, б – трещины в колоннах; в – трещины в элементах фермы

Т а б л и ц а 1.6

Трещины в стропильных фермах (к рис. 1.16, в)

Номера трещин	Возможные причины образования трещин
1	Низкий класс бетона. Недостаточное количество поперечной арматуры: большой шаг стержней, малый диаметр
2	Недостаточное преднапряжение продольной арматуры, проскальзывание ее в зоне заанкеривания. Недостаточное количество поперечной арматуры
3	Нарушение анкеровки преднапряженной арматуры: низкий класс бетона, недостаточная прочность бетона на момент обжатия
4	Недостаточное косвенное армирование от усилий обжатия преднапряженной арматурой
5 и 6	Отсутствие косвенного армирования (сетки, замкнутые хомуты) в зоне заанкеривания преднапряженной арматуры. Низкая прочность бетона на момент обжатия
7	Недостаточное косвенное армирование узла поперечными стержнями (сетками)
8	Недостаточное заанкеривание рабочей арматуры растянутого элемента в узле фермы. Слабое косвенное армирование узла
9	Недостаточное преднапряжение нижнего пояса. Перегрузка фермы
10	Низкий класс бетона. Перегрузка фермы
11	Изгиб из плоскости фермы при монтаже, перевозке, складировании
12	Перегрузка фермы. Смещение арматурного каркаса относительно продольной оси элемента

Трещины в сборных панелях перекрытий

Сборные ребристые панели перекрытий (покрытий) типа П, 2Т представляют собой комбинированную конструкцию, объединяющую балки (ребра) и плиту, поэтому характер образования трещин от эксплуатационной нагрузки у них практически не отличается от ранее рассмотренных конструкций – балок и плит. Это наглядно видно из картины трещин в ребристой плите, представленной на рис.1.13, а. Однако следует отметить, что из-за сложности конструктивной формы, плотного армирования при изготовлении панелей часто образуются и технологические дефекты в виде щелеобразных раковин и усадочных трещин. К ним относятся трещины, идущие вдоль арматурных стержней и возникающие от разрыва уплотненной бетонной смеси при вибрировании; продольные щелеобразные раковины под арматурными стержнями от зависания бетонной смеси; трещины от температурной деформации формы при пропаривании; усадочные трещины при жестком режиме тепловлажностной

обработки, высоком расходе вяжущего, большом водоцементном соотношении.

Для многопустотных панелей перекрытий характерны технологические трещины в ребрах между пустотами, образующиеся при вытягивании пуансонов, а также продольные трещины в верхней полке вдоль пустот (рис.1.13, б).

Панели перекрытий с технологическими трещинами шириной раскрытия более 0,2 мм ремонтируются или отбраковываются.

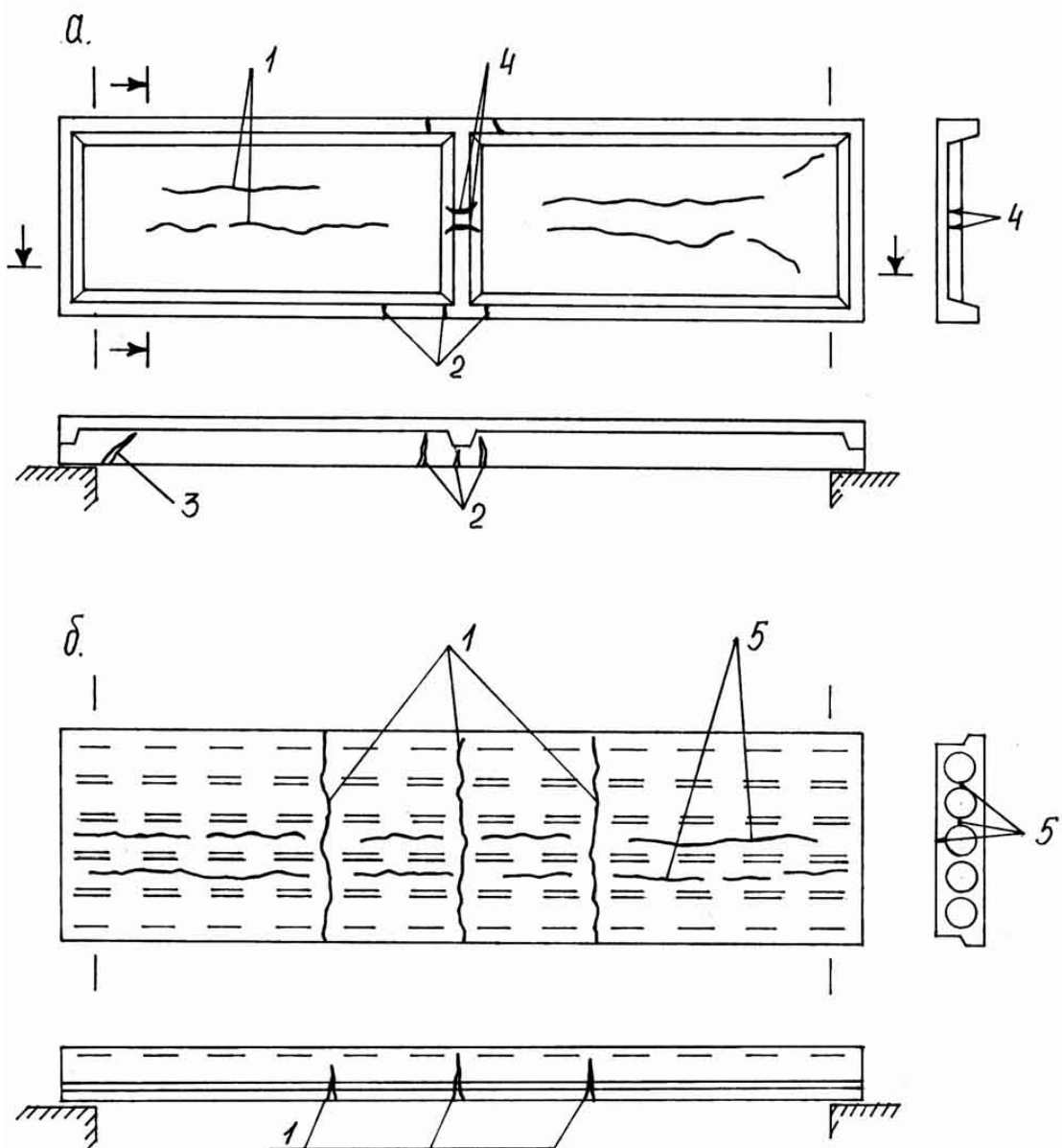


Рис.1.13. Трещины в сборных панелях перекрытий:
а – в ребристой панели; б – в пустотной панели;
1-4 – силовые трещины; 5 – технологические трещины

Трещины в каменных конструкциях

Кирпичная кладка, как и бетон, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению. В результате этого на растянутой поверхности кладки задолго до разрушения появляются трещины. Имеются также и другие факторы, способствующие образованию трещин:

- низкое качество кладки (несоблюдение перевязки, толстые растворные швы, забутовка кирпичным боем);
- недостаточная прочность кирпича и раствора (трещиноватость и криволинейность кирпича, высокая подвижность раствора и т.п.);
- совместное применение в кладке разнородных по прочности и деформативности каменных материалов (например, глиняного кирпича совместно с силикатным или шлакоблоками);
- использование каменных материалов не по назначению (например, силикатного кирпича в условиях повышенной влажности);
- низкое качество работ, выполняемых в зимнее время (использование не очищенного от наледи кирпича, применение смерзшегося раствора);
- отсутствие температурно-усадочных швов или недопустимо большое расстояние между ними;
- агрессивные воздействия внешней среды (кислотное, щелочное и солевое воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, увлажнение и высушивание);
- неравномерная осадка фундаментов.

Анализируя картину трещин в каменной кладке, следует помнить, что появление отдельных трещин в перевязочных камнях свидетельствует о ее перенапряжении.

Развитие трещин, как правило, указывает на значительное перенапряжение кладки и необходимость ее срочной разгрузки или усиления.

Трещины в кирпичных внецентренно сжатых колоннах

Характер трещинообразования в кирпичных колоннах, так же как и в железобетонных, зависит от величины эксцентриситета приложенной силы.

При больших эксцентриситетах в растянутой зоне колонн по непрерыванному шву образуются горизонтальные трещины. С увеличением эксплуатационной нагрузки трещины раскрываются и удлиняются, в результате может произойти потеря устойчивости колонны или разрушение ее сжатой зоны.

При малых эксцентриситетах горизонтальных трещин может не быть. Однако, если имеет место перегрузка колонны, появляются вертикальные продольные трещины. Картина трещинообразования во внецентренно сжатой кирпичной колонне показана на рис.1.14.

Внецентренно сжатые кирпичные колонны, на поверхности которых имеются горизонтальные и вертикальные трещины шириной раскрытия более 0,5 мм, обычно требуют усиления.

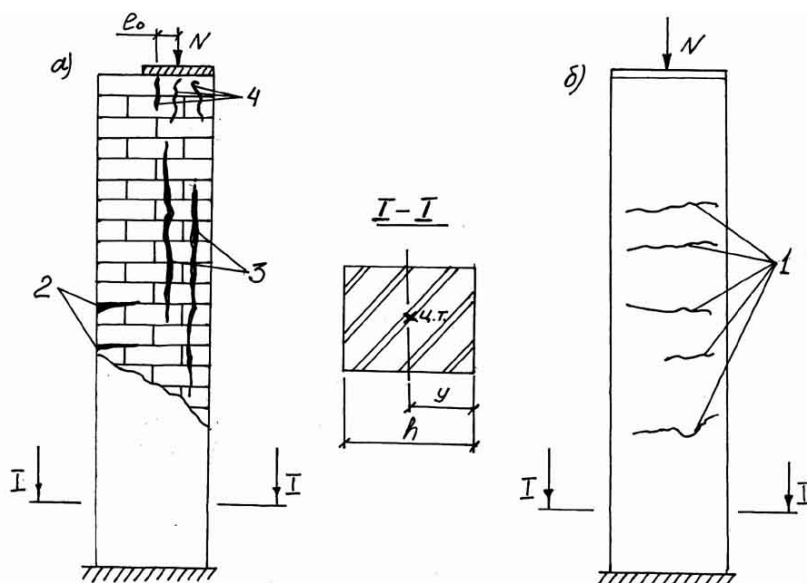


Рис.1.14. Трещины в кирпичной колонне:

- а – трещины в кирпичной кладке;
- б – трещины на оштукатуренной поверхности;
- 1 – горизонтальные трещины на оштукатуренной поверхности при невыполнении условия $N \leq AE\varepsilon_u/[A(h-y)l_0/J-1]$;
- 2 – горизонтальные трещины в теле кладки при невыполнении условия $N \leq \gamma_2 R_{tb} A/[A(h-y)l_0/J-1]$;
- 3 – трещины от перегрузки сжатой части сечения;
- 4 – трещины от смятия кладки под сосредоточенной силой

Условные обозначения к рис.1.14:

A – площадь сечения колонны; ε_u – предельная относительная деформация кладки; J – момент инерции сечения; γ_2 – коэффициент условия работы кладки; R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению по неперевязанному шву

Трещины в кирпичных стенах

Причинами образования трещин в стенах могут быть как внешние силовые воздействия, так и внутренние усилия, обусловленные влиянием окружающей среды и физико-химическими процессами, протекающими в материалах кладки. В зданиях с железобетонными перекрытиями, работающими совместно со стенами, причиной появления трещин может быть разница коэффициентов температурного расширения железобетона и каменной кладки.

Следует отметить, что образующиеся в стенах трещины имеют различную направленность и глубину проникновения в кладку. Так, при центральном сжатии в зоне перегрузки образуются вертикальные, параллельные направлению действующей силы, трещины, распространяющиеся на всю глубину стены. При внецентренном сжатии возможно

образование неглубоких горизонтальных трещин, сопровождающихся выпучиванием стены. Если под концом железобетонной или стальной балки отсутствует распределительная конструкция (армированный слой раствора или железобетонная подушка), то в зоне опирания часто образуются вертикальные неглубокие трещины, свидетельствующие о чрезмерных сжимающих напряжениях в кирпичной кладке.

Из внешних силовых воздействий, вызывающих интенсивное трещинообразование, особо опасными следует признать те, которые возникают при неравномерной осадке фундаментов под стенами. Так, в зданиях без подвалов причиной неравномерной осадки может стать рытье траншеи под водопроводно-канализационные сети ниже отметки фундаментов или рытье котлована под новое здание в непосредственной близости к существующему. Увеличивает опасность образования трещин и вибрация грунтового основания в результате близкой забивки свай.

По результатам обследования рисуется картина трещин (рис.1.15), которая анализируется, одновременно выявляются трещины, особо опасные для несущей способности стен. Возможные причины образования трещин показаны в табл.1.7.

Т а б л и ц а 1 . 7

Причины образования трещин в стенах (к рис. 1.19)

Номер трещины	Возможные причины образования трещин
1	Неравномерная осадка фундаментов: изменение влажности грунта, пучение грунта при замораживании, выдавливание грунта при рытье глубоких траншей вблизи здания
2	Перегрузка простенка Низкая прочность каменной кладки
3	Недопустимо большая длина температурного блока (отсутствие температурно-усадочного шва)
4	Низкая прочность каменной кладки Недостаточная площадь опирания перемычки Большие температурные деформации перемычки
5	Температурные деформации расширения стального (железобетонного) прогона Отсутствие зазора между торцом прогона и каменной кладкой стены
6	Переувлажнение кладки Низкая прочность камня и раствора

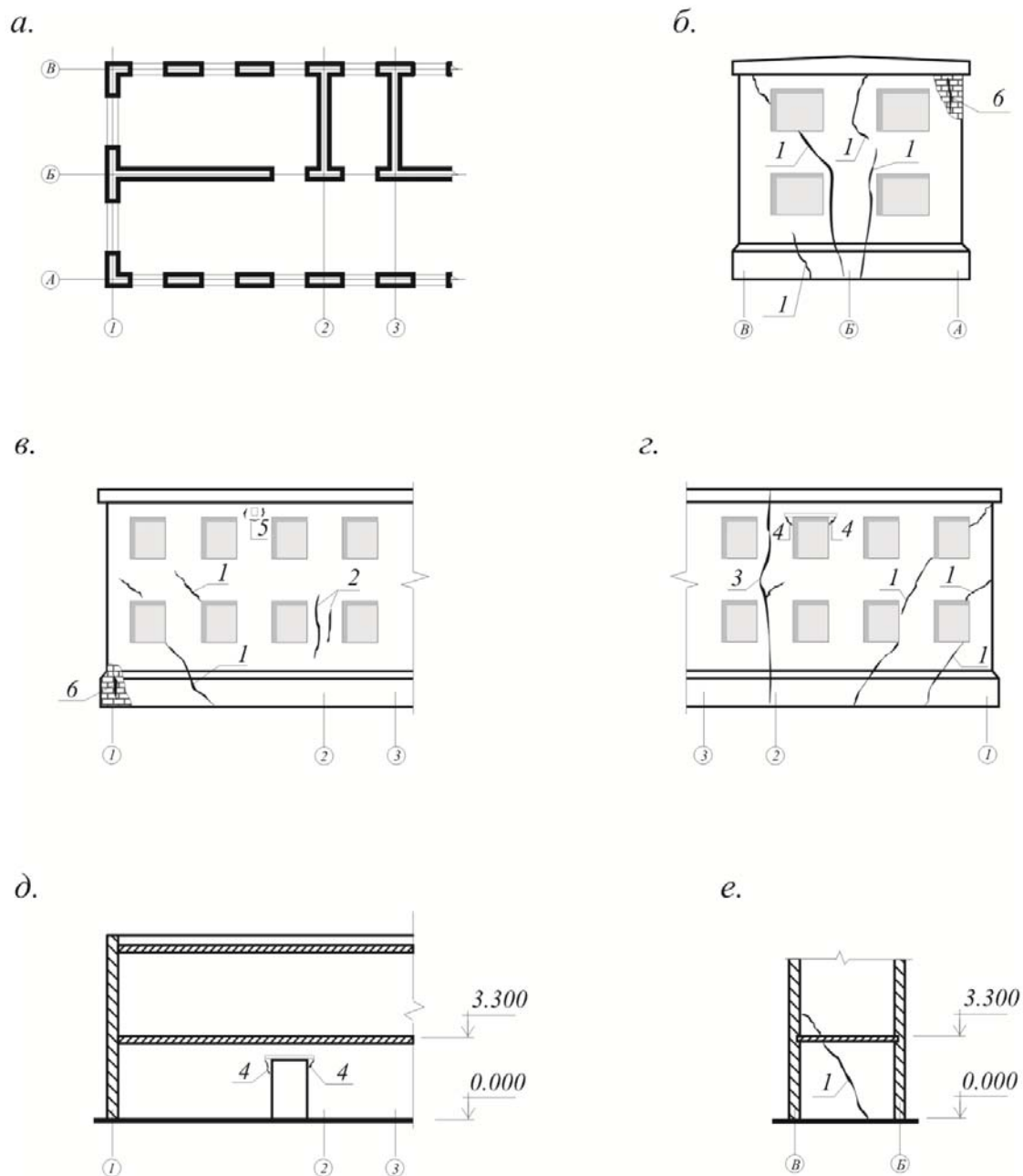


Рис.1.15. Развертки стен с трещинами:
a – план здания; *б* – стена по оси 1; *в* – стена по оси А;
г – стена по оси В; *д* – стена по оси Б; *е* – стена по оси 2

Способы залечивания трещин

Залечивание трещин в конструкциях производится разными методами, одним из которых является инъецирование, т.е. нагнетание в трещины растворов. В зависимости от вида конструкции, формы и размеров дефектов инъецирование осуществляется различными видами растворов, по

названию которых даются определения: силикатизация, битумизация, смолизация и цементация.

С и л и к а т и з а ц и я состоит из двух этапов. На первом – через пробуренные в конструкции отверстия нагнетается жидкое стекло, которое, проникая через трещины в тело конструкции, заполняет их; на втором – нагнетается раствор хлористого кальция, который, реагируя с жидким стеклом, образует труднорастворимый гидросиликат кальция $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 2,5\text{H}_2\text{O}$ и нерастворимый гель кремнезема $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$. Силикатизация используется для залечивания трещин в конструкциях, работающих в агрессивных и слабоагрессивных средах.

Б и т у м и з а ц и я заключается в нагнетании в конструкцию разогретого до 200-230°C битума марки III, причем конструкция должна иметь низкую влажность, чтобы не было парообразования. Битумизация не увеличивает прочности конструкции, однако она является хорошим средством повышения ее водонепроницаемости и коррозионной стойкости.

С м о л и з а ц и я состоит в нагнетании в трещины и пустоты компаундов эпоксидных смол, что является надежным способом повышения коррозионной стойкости и существенного увеличения прочности конструкции.

Ц е м е н т а ц и я трещин представляет собой наиболее распространенный способ залечивания конструкций, при котором используется цементная смесь разных составов, в зависимости от ширины раскрытия трещин. Виды цементных составов даны в табл.1.8. Цементная смесь готовится на портландцементе или тампонажном цементе марок 400 и 500, засыпаемых в воду с последующим интенсивным перемешиванием в течение 2-3 мин. Готовая смесь процеживается через сито с ячейками 0,5-1 мм. Смесь должна быть использована в течение 30 мин.

И н ъ е ц и р о в а н и е трещин обычно состоит из трех операций:

- подготовка скважин;
- установка и омоноличивание инъекционных трубок;
- нагнетание смеси.

Т а б л и ц а 1 . 8

Характеристика цементных составов

Ширина раскрытия трещин, мм	Цементно-водное соотношение (Ц/В)	Плотность смеси, т/м ³
1 – 3	0,7	1,366
3 – 5	1	1,7
5 – 8	1,5	1,58
8 – 10	2	1,62

Подготовка заключается в расчистке и расширении участка конструкции с трещинами, где предполагается установить трубки, при этом удаляются грязь, наплывы раствора и инородные включения. Количество

подготавливаемых скважин определяется рабочей схемой из расчета не менее двух трубок на одну трещину. Глубина скважин должна составлять 50-70 мм, диаметр – 18-25 мм. Скважины желательно делать под углом 60-80° к вертикальной поверхности, обеспечивая хорошее стекание смеси в дефектный участок.

Инъекционные трубки заделываются в конструкцию цементным раствором состава 1:3 с осадкой конуса 2-3 см. При больших размерах трещин вокруг трубки укладывается пропитанная смолой или жидким стеклом пакля, которая плотно зачеканивается. Конец трубки должен выступать над поверхностью конструкции на 50-80 мм для крепления к ней шланга.

На каждом обработанном участке устанавливается не менее двух трубок: в одну нагнетается смесь, а другая служит для контроля. Смесь нагнетается специальными ручными насосами (НИИ Мосстроя или С-402А), а для нагнетания небольших объемов смеси используются различные шприцы.

Рабочее давление при инъецировании раствора составляет 1-4 атм, но может повышаться в отдельных случаях до 10-12 атм. Продолжительность инъекции цементным раствором на один инъектор должна быть не более 10 мин. Инъекционные трубки извлекаются из конструкции через 6 часов после окончания инъекции.

Трещины в металлических и деревянных конструкциях

Трещины в металлических конструкциях возникают значительно реже, чем в железобетонных и каменных, что обусловлено более высокой однородностью металла и примерно равными показателями прочности при сжатии и растяжении. В процессе эксплуатации под действием переменных (динамических) нагрузок в металлических конструкциях образуются усталостные трещины, располагающиеся в зоне концентрации напряжений. Примером таких конструкций могут служить сварные подкрановые балки при тяжелом режиме эксплуатации. Усталостные трещины в балках обычно появляются в верхних поясных швах и под короткими ребрами жесткости (рис.1.16).

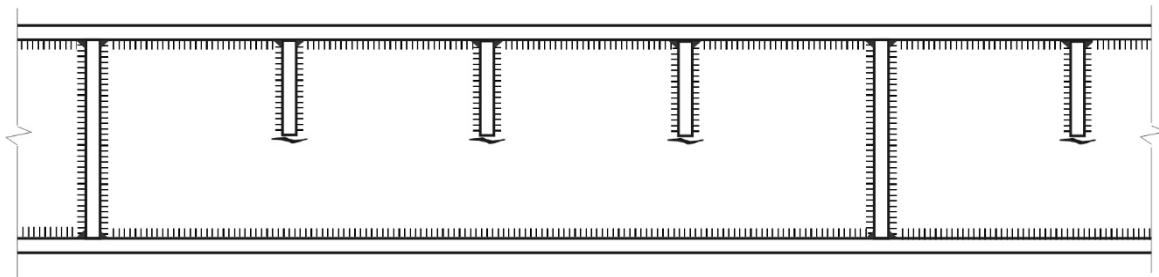


Рис. 1.16. Характерные трещины в сварной подкрановой балке

Процесс образования и развития усталостных трещин зависит от ряда факторов, важнейшими из которых следует считать величину переменной составляющей нагрузки, уровень концентрации напряжений и технологию сварки. Для предупреждения раннего трещинообразования разрабатываются конструктивные и технологические мероприятия, направленные главным образом на снижение концентрации напряжений. К ним относятся использование демпфирующих устройств; изъятие сварных соединений из перенапряженных зон; применение автоматической сварки и др. Следует отметить, что после появления трещины металлическая конструкция еще сохраняет несущую способность, но это происходит до тех пор, пока длина трещины меньше критической.

Для предотвращения или задержки развития трещины в её вершине сверлится отверстие, которое служит деконцентратором напряжения.

Усиление металлических конструкций с усталостными трещинами трудоемко и требует значительного расхода материалов, поэтому на практике такие конструкции обычно заменяются.

Трещины в деревянных конструкциях образуются в результате усушки древесины и силовых воздействий. Трещины от усушки бывают продольные и косые (вдоль бревна), причем ширина их раскрытия может достигать 15 мм и более. Усушечные трещины существенно снижают сопротивление древесины срезу, поэтому они учитываются в поверочных расчетах прочности конструкций.

Залечивание усушечных трещин производится путем нагнетания в них клеевых составов (паст), приготовленных на основе эпоксидной смолы или других безусадочных вяжущих.

Трещины, образовавшиеся в результате внешних силовых воздействий, всегда опасны и часто свидетельствуют об исчерпании прочности деревянных конструкций. При наличии силовых трещин конструкции обычно усиливаются.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Поврежденные в процессе эксплуатации конструкции, если их физический износ не превышает 40%, бывает значительно проще и дешевле восстановить, нежели заменить новыми. При небольших повреждениях конструкции ремонтируются (лечатся), а при значительных, представляющих опасность для несущей способности, – усиливаются. Однако усиление бывает необходимо не только при повреждениях или физическом износе конструкций, но также и при увеличении нагрузок, например, в результате реконструкции здания.

В практике усиления применяется широкий набор методов, которые позволяют добиться значительного увеличения прочности и долговечности конструкций. К ним относятся: устройство дополнительных опор, наращивание сечения, введение дополнительных связей; использование предварительно-напряженных элементов и другие известные методы.

Окончательное решение об использовании того или иного метода принимается после тщательного технико-экономического анализа нескольких вариантов усиления.

2.1. Усиление железобетонных конструкций

Усиление железобетонных конструкций достаточно сложная инженерная задача, при решении которой нередко используются как широко известные, так и нетрадиционные методы.

Следует отметить, что причин усиления железобетонных конструкций много: ошибки проектирования, дефекты изготовления и монтажа, износ конструкций в результате неудовлетворительной эксплуатации, увеличение нагрузки при реконструкции здания, неравномерные осадки фундаментов и т.п. В каждом отдельном случае необходимо разработать такую конструкцию усиления, которая отвечала бы требованиям прочности, долговечности и эстетического восприятия.

Известно несколько принципиально различных способов усиления железобетонных конструкций, классификация которых представлена на рис.2.1. Повышение прочности конструкций в рассмотренных случаях обычно достигается двумя путями: во-первых, за счет передачи всей полезной нагрузки или ее части на конструкцию усиления; во-вторых, за счет увеличения несущей способности существующей конструкции. Оба пути, которые основательно будут рассмотрены ниже, в той или иной степени используются и при реконструкции зданий.



Рис. 2.1. Методы увеличения несущей способности железобетонных конструкций

Усиление плит перекрытий

Междуэтажные перекрытия выполняют важную роль в обеспечении пространственной жесткости здания, являясь горизонтальными диафрагмами. Поэтому при разработке конструкции усиления необходимо обеспечивать не только прочность, но и жесткость перекрытия.

Применяется несколько способов усиления монолитных и сборных плит перекрытий. Рассмотрим некоторые из них.

Способ *н а р а щ и в а н и я* сечения состоит в нанесении на поверхность плиты нового слоя армированного бетона, класс которого, как правило, назначается на одну ступень выше класса бетона плиты. Для обеспечения хорошего сцепления нового бетона со старым поверхность перекрытия очищается от инородных включений и промывается водой, после чего делается насечка зубилом на глубину 0,5-1 см. Если же бетон плиты был подвержен значительной коррозии или пропитан техническими маслами, то необходимо обеспечить шпоночное соединение между его новым и старым слоями. Для этого в перекрытии пробиваются сквозные отверстия размерами 8×8 см и шагом 50-80 см, в которые вставляются стержни усиления диаметром 6-8 мм. Образующиеся после бетонирования железобетонные шпонки воспринимают касательные усилия между новым и старым слоями при изгибе, обеспечивая их совместную работу. Возможны и другие способы, обеспечивающие совместную работу слоев. Эскиз усиления плит наращиванием представлен в табл.2.1.

Таблица 2.1

Способы усиления плит

№ п/п	Способ усиления.	Элемент усиления	
	Эскиз усиления	№ поз.	Общие сведения
1	Бесшпоночное наращивание	1 2	Бетон кл.В15...В25 Арматурная сетка Ø4...16, шаг 100...200
2	Наращивание с железобетонными шпонками	1 2 3	Бетон кл.В15...В25 Арматурная сетка Ø6...16, шаг 100...250 V-образный стержень Ø8...12
3	Наращивание со стальными шпонками	1 2 3	Бетон кл.В15...В20 Арматурная сетка Ø6...16, шаг 100...250 Стержень Ø8...12
4	Подращивание с приваркой рабочих стержней усиления	1 2 3	Бетон кл.В15...В25 Арматурная сетка Ø8...16, Стальная пластина =8...12

Способ подращивания заключается в нанесении на потолочную поверхность плиты слоя бетона, армированного сеткой. Усиление, эскиз которого представлен в табл.2.1, п.4, производится в следующей последовательности. У опор, на потолочной поверхности плиты, обнажается рабочая арматура, к которой приваривают коротыши из стержней

диаметром 10-20 мм и длиной от 50 до 100 мм. Дополнительную арматуру сначала одним концом приваривают к коротышам и нагревают до требуемой температуры током высокой частоты, а затем другим. После остывания стержни оказываются в напряженном состоянии. Распределительная арматура сетки с помощью вязальной проволоки прикрепляется к рабочим стержням. После усиления потолочная поверхность плиты оштукатуривается или покрывается торкретбетоном.

Расчет несущей способности усиленной плиты производится по формулам СНиП 2.03.01-84*, где принимается во внимание изменившаяся полезная высота сечения и количество рабочей арматуры.

Рассмотрим проектирование усиления на примерах.

Пример 2.1. Требуется усилить плиту перекрытия, работающую по балочной схеме, методом наращивания сечения.

Исходные данные: расчётная длина $l_0=3,2$ м; размеры сечения $b \times h=1,2 \times 0,8$ м; $h_0 = 0,06$ м; бетон класса В15; $R_b = 8,5$ МПа, $\gamma_{b1} = 0,9$ [13], плотность железобетона $\rho=25$ кН/м³; рабочая арматура класса АII, $R_s = 280$ МПа, $A_s = 6,79$ см² (6Ø12 АII); расчетная нагрузка с учётом дополнительного слоя бетона, которую должна воспринять плита после усиления, $q=10$ кН/м; бетон усиления класса В15. Расчетная схема плиты представлена на рис. 2.2.

Решение

Определяем изгибающий момент в плите от расчётной нагрузки

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{10 \cdot 3,2^2}{8} = 12,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Высота сжатой зоны сечения

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_{b1} b} = \frac{280 \cdot 6,79 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1,2} = 0,021 \text{ м}; \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,021}{0,06} = 0,35 < \xi_R = 0,68 \text{ [6]}.$$

Момент, воспринимаемый сечением плиты:

$$\begin{aligned} M_r &= R_b \gamma_{b1} b x (h_0 - 0,5x) = \\ &= 8,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 0,021 (0,06 - 1,5 \cdot 0,021) = 9,54 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_r &= 9,54 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 12,8 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

следовательно, требуется усиление.

Вычисляем необходимую из условия прочности сечения толщину дополнительного слоя бетона с учётом его догружающего действия на изгибающий момент:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{M - R_b \gamma_{b1} b x (h_0 - 0,5x)}{R_b \gamma_{b1} b x - \frac{\rho b l_0^2 \gamma_f}{8}} = \\ &= \frac{12,8 - 8,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 0,021 (0,06 - 1,5 \cdot 0,021)}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 0,021 - \frac{25 \cdot 1,2 \cdot 3,2^2 \cdot 1,1}{8}} = 0,021 \text{ м} \end{aligned}$$

принимаем $\delta = 0,03$ м.

Полезная высота усиленного сечения $h_{01} = h_0 + \delta = 0,06 + 0,03 = 0,09$ м.
 Определяем момент, воспринимаемый усиленным сечением:

$$M_{r1} = R_b \gamma_{b1} b x (h_{01} - 0,5x) - \frac{\rho b \delta l_0^2 \gamma_f}{8} =$$

$$= 8,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 0,021 (0,09 - 1,5 \cdot 0,021) - \frac{25 \cdot 1,2 \cdot 0,03 \cdot 3,2^2 \cdot 1,1}{8} =$$

$$= 14,17 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 12,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– прочность усиленного сечения достаточна.

Пример 2.2. Определить несущую способность плиты, усиленной наращиванием, и оценить эффективность усиления.

Исходные данные:

Параметры плиты до усиления: бетон класса В15; $R_b = 8,5$ МПа; рабочая арматура сетки класса АП; $R_s = 280$ МПа; $A_s = 7,85 \text{ см}^2$ ($10 \varnothing 10$ АП); полезная высота сечения $h_0 = 0,05$ м.

Параметры усиленной плиты: бетон в сжатой зоне класса В20; $R_b = 11,5$ МПа; полезная высота сечения $h_{01} = 0,11$ м

Решение

Выделяем в плане плиты условную полосу шириной $b = 1$ м и рассматриваем ее расчетную схему, представленную на рис.2.2.

Из схемы видно, что при наращивании "новый" бетон оказывается в сжатой зоне сечения; следовательно, эффективность усиления будет тем заметнее, чем выше класс бетона и его толщина.

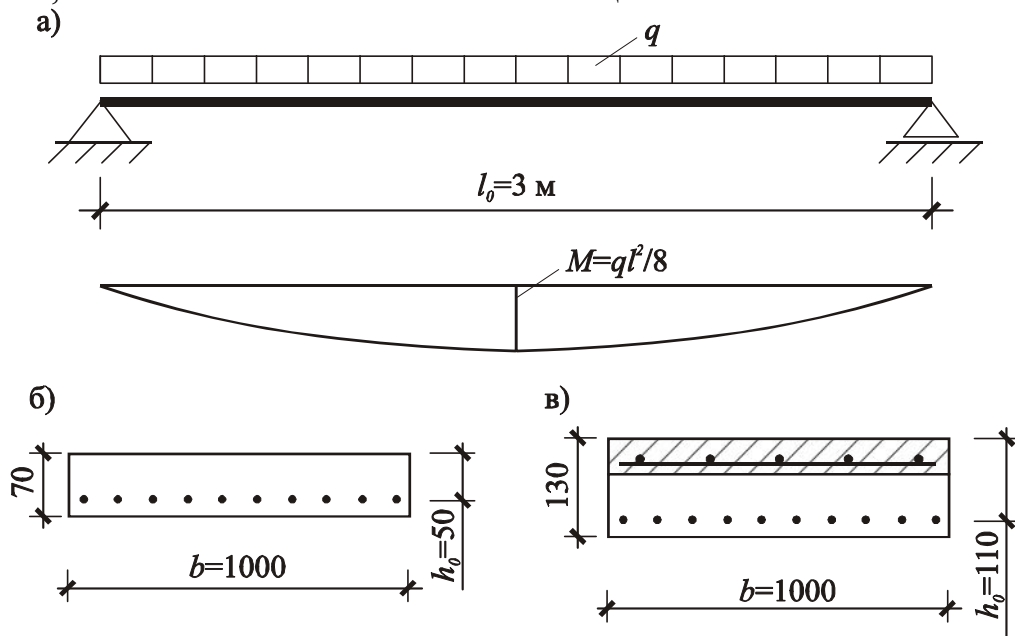


Рис. 2.2. Расчетная схема плиты:
 а – расчетное сечение плиты до усиления;
 б – то же усиленной плиты

Определяем несущую способность плиты до усиления:
устанавливаем характеристики сечений

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{280 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 1} = 0,025 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,025}{0,05} = 0,5; \quad \xi < \xi_r (0,5 < 0,68);$$

используя значение ξ (прил.8), определяем

$$\alpha_0 = 0,375;$$

находим изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением плиты:

$$M_r = \alpha_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 0,375 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,05^2 = 7,17 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где γ_{b2} – коэффициент условий работы ($\gamma_{b2} = 0,9$).

Расчетная нагрузка, воспринимаемая сечением:

$$q = \frac{8M_r}{l} = \frac{8 \cdot 7,17}{3^2} = 6,37 \text{ кН/м}.$$

Определяем несущую способность усиленной плиты:

$$x_1 = \frac{280 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4}}{11,5 \cdot 1} = 0,019 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{0,019}{0,11} = 0,173; \quad \alpha_0 = 0,158;$$

$$M_1 = 0,158 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,11^2 = 19,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$q_u = \frac{8 \cdot 19,8}{3^2} = 17,6 \text{ кН/м}.$$

Увеличение полезной нагрузки за счет наращивания плиты составляет $q - q_u = 17,6 - 6,37 = 11,23 \text{ кН/м}$.

Пример 2.3. Определить несущую способность плиты, усиленной подрачиванием, и оценить эффективность усиления.

Параметры плиты до усиления принимаем по данным примера 2.2.

Исходные данные:

Арматура усиления класса А400; $R_{s(1)} = 350 \text{ МПа}$; $A_{s1} = 9,05 \text{ см}^2$ (8 Ø 12 А400). Рабочая арматура (до усиления) класса АП; $R_{s(2)} = 280 \text{ МПа}$; $A_{s2} = 7,85 \text{ см}^2$ (10Ф10АП); полезная высота сечения $h_0 = 0,065 \text{ м}$ (рис.2.3).

Совместная работа арматуры усиления с рабочей арматурой обеспечивается сваркой через коротыши с шагом 300 мм. Коэффициент, учитывающий возможное повреждение рабочей арматуры при сварке, $m_1 = 0,75$.

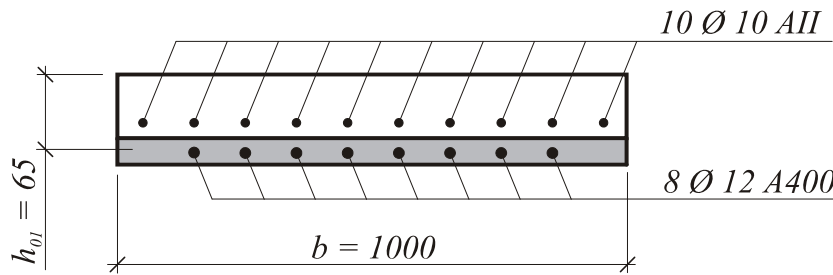


Рис. 2.3. Расчетное сечение усиленной плиты

Решение

Определяем параметры сечения усиленной плиты:

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} + R_{s2}m_1A_{s2}}{R_b\gamma_{b1}b} = \frac{(350 \cdot 9,05 + 280 \cdot 0,75 \cdot 7,85) \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1} = 0,063 \text{ м;}$$

$$\xi = \frac{x}{h_{01}} = \frac{0,063}{0,065} = 0,968; \xi_R = 0,531 [52].$$

Сечение переармировано, так как $\xi > \xi_R$.

Принимаем $\xi = \xi_R = 0,531$.

Согласно данным прил. 8 $\alpha_0 = 0,39$.

Момент, воспринимаемый сечением усиленной плиты:

$$M_{ru} = \alpha_0 R_b \gamma_{b1} b h_{01}^2 = 0,39 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,065^2 = 12,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, величина расчетной нагрузки на усиленную плиту

$$q_u = \frac{8M_{ru}}{l_0^2} = \frac{8 \cdot 12,6}{3^2} = 11,2 \text{ кН/м}.$$

Увеличение полезной нагрузки за счет подрачивания плиты составляет:

$$q_u - q = 11,2 - 7 = 4,2 \text{ кН/м},$$

где $q = 7 \text{ кН/м}$ – несущая способность плиты до усиления.

Следует отметить что усиление плит односторонним наращиванием сечения применяют в случаях, когда рабочая арматура поражена коррозией не более чем на 40...50%.

Двустороннее наращивание сечения слоями армированного бетона является радикальным методом усиления сплошных железобетонных плит, имеющих чрезмерную (50% и более) коррозию рабочей арматуры. Характерной особенностью усиления является бетонирование нижнего слоя через отверстия, заранее просверленные в усиливаемой плите.

Последовательность действий по усилению следующая: сначала разгружают плиту и очищают ее поверхность от наслоений и инородных включений. Затем просверливают по всей площади плиты в шахматном порядке с интервалом 0,5...1,0 м сквозные отверстия диаметром 80...100 мм. Изготавливают щитовую опалубку, укладывают на нее арматурную сетку, а затем с помощью винтовых устройств, пропускаемых через отверстия в плите, опалубку подтягивают к плите, при этом зазор между опалубкой и

усиливаемой плитой, необходимый по конструктивным требованиям, обеспечивается высотой борта опалубки.

Кроме рассмотренных случаев повышения прочности плит наращиванием сечения, возможно их усиление стальными балками и фермами, частично или полностью воспринимающими полезную нагрузку.

Усиление зоны стыка плит перекрытия с ригелем при малой площадке опирания показано на рис.2.4. Принцип усиления основан на устройстве под усиливаемой плитой опорного столика, подвешиваемого на стальной пластине или тяжах, закрепленных в полках смежных плит. Для более надежного за-анкеривания тяжей возможна также их приварка к монтажным петлям панели.

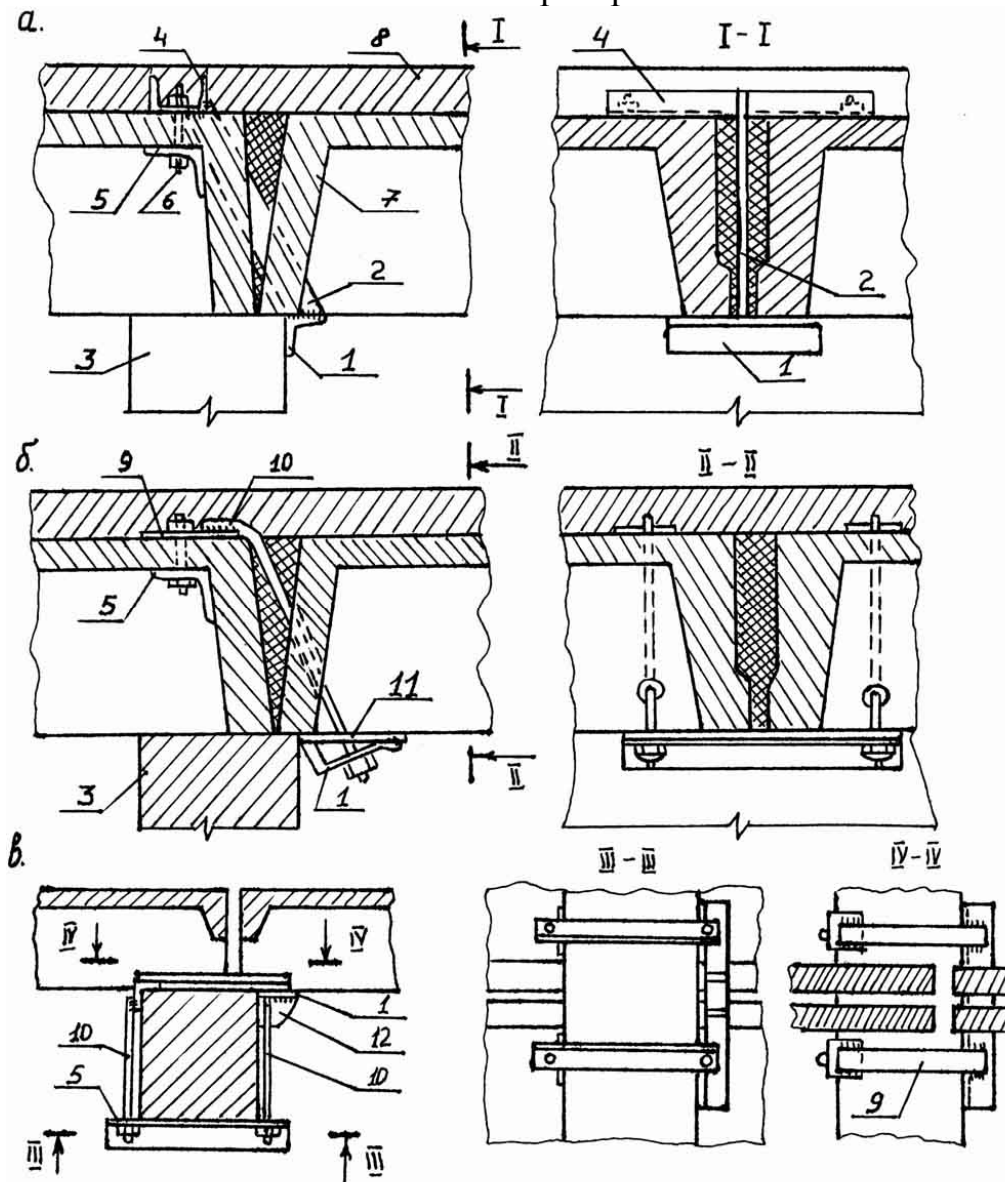


Рис.2.4. Усиление зоны стыка плит перекрытия с ригелем:
а – столиком, подвешенным на стальной пластине; б – то же, на стальных тяжах;
в – то же, на хомутах; 1 – опорный столик (уголок); 2 – стальная пластина;
3 – ригель; 4 – швеллер; 5 – монтажный уголок; 6 – монтажный болт;
7 – ребристая панель; 8 – бетонный пол; 9 – пластина; 10 – стальной тяж;
11 – пластина опорного столика; 12 – ребро жесткости

Усиление балок

Метод усиления железобетонных балок назначается с учетом статической схемы, характера повреждений, степени армирования, вида напряженного состояния и других специфических факторов, способных повлиять на прогнозируемую после усиления несущую способность. Широко известными методами усиления являются подведение под балку упругих или жестких опор, которые позволяют уменьшать расчетный пролет балки, в результате чего несущая способность может увеличиться в несколько раз. Однако их использование не всегда возможно по технологическим и эстетическим требованиям.

Другими, не менее известными методами усиления являются введение в конструкцию балки предварительно-напряженной затяжки, шпренгеля или дополнительных подвариваемых стержней. Достоинством этих методов можно считать небольшой расход материалов на элементы усиления, недостатком – относительно невысокий коэффициент усиления, особенно в балках с большим процентом армирования.

Результаты исследований, выполненных в Пензенском ГУАС, показали, что для достижения высокой эффективности усиления метод усиления следует назначать с учетом исходного процента армирования балки, а именно: при армировании $0,3 \dots 0,5\%$ целесообразно усиление дополнительной арматурой в виде подвариваемых стержней или предварительно-напряженных затяжек; при армировании $0,6 \dots 0,8\%$ – шпренгелем; при армировании $0,9 \dots 1,3\%$ – дополнительной упругой опорой; при армировании более $1,3\%$ – дополнительной жесткой опорой.

Более подробно сведения по технологии усиления и способам расчета усиленных конструкций, с учетом характера повреждений, излагаются ниже.

Усиление балок с нормальными трещинами

Усиление балок промежуточной упругой опорой, в качестве которой обычно используется балка (ферма), опирающаяся на самостоятельные опоры, применяется при усилении перекрытий производственных зданий, воспринимающих большие технологические нагрузки. Конструкции усиления представлены в табл.2.2.

Усиление производится в следующей последовательности:

- устраиваются опоры под конструкцию усиления в виде отдельных стоек или консолей, привариваемых к стальной обвязке колонн;
- разгружается перекрытие в зоне усиления;
- монтируется конструкция усиления (балка или ферма);
- включается конструкция усиления в работу путем забивки стальных клиньев враспор с ригелем.

Т а б л и ц а 2 . 2

Усиление балок промежуточной опорой

№	Способ усиления	Элементы усиления	
п/п	Эскиз усиления	№ поз.	Общие сведения
1	Упругой опорой (балкой)	1 2 3	Стальная балка 2[12...27 Стальные пластины (клинья) $\delta=4...10$ $b=50...80$ $\delta=4...6$
2	Упругой опорой (фермой)	1 2 3 4 5	2[75...150 [12...18 [10...20 [14...18 —80...100 $\delta=8...12$
3	Жесткой опорой (стойкой)	1 2 3	Стойка Гнутый швеллер $\delta=8...10$ Стальная пластина (клин) $\delta=4...10$
4	Жесткой опорой (подкосами)	1 2 3 4	Подкосы 2[16...27 Стальная пластина $\delta=10...12$ Гнутый швеллер $\delta=10...12$ Стальная пластина $\delta=10...12$

Рассмотрим проектирование усиления балки упругой опорой на примере.

Пример 2.4. Требуется усилить ригель междуэтажного перекрытия упругой промежуточной опорой в связи с увеличением полезной нагрузки.

Исходные данные: существующая нагрузка на ригель $q_1=33$ кН/м; нагрузка, которую должен воспринимать ригель после реконструкции, $q_2=40$ кН/м; конструкция ригеля: бетон класса В20; $R_b=11,5$ МПа; $E_b=27 \cdot 10^3$ МПа; рабочая арматура $4\varnothing 18$ АIII; $R_s=365$ МПа; $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа; $A_s=10,18$ см².

Расчетная схема ригеля представлена на рис. 2.5.

Решение

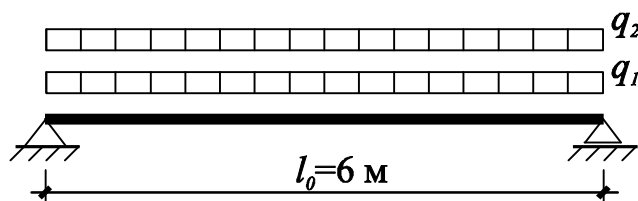
Определяем изгибающие моменты:

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot l_0^2}{8} = \frac{33 \cdot 6^2}{8} = 148,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M_2 = \frac{40 \cdot 6^2}{8} = 180 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

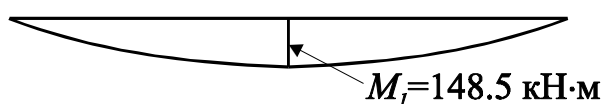
Вычисляем характеристики сечения:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{365 \cdot 10,18 \cdot 10^{-4}}{11,5 \cdot 0,3} = 0,114 \text{ м}; \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,114}{0,52} = 0,22; \quad \alpha_0 = 0,196.$$

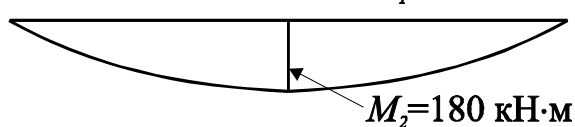
а)



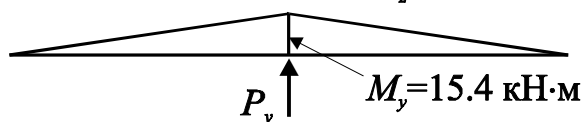
б)



в)



г)



д)

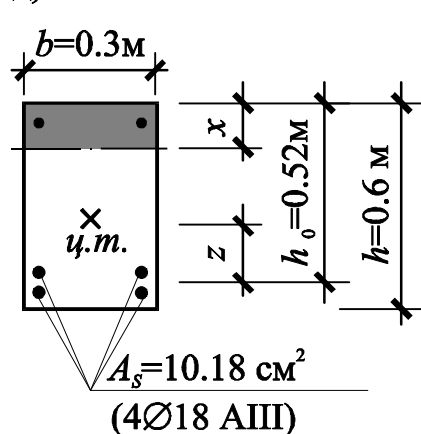


Рис. 2.5. Расчетная схема ригеля:

а – действующие нагрузки; б – эпюра моментов от нагрузки q_1 ; в – эпюра моментов от нагрузки q_2 ; г – эпюра моментов от реакции упругой опоры P_y ; д – расчетное сечение ригеля

Рассчитываем несущую способность нормального сечения ригеля:

$$M = \alpha_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 0,196 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 0,52^2 = 164,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_r < M_2 = 180 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Следовательно, возникает избыточный момент в сечении, который должен восприниматься конструкцией усиления:

$$M_y = M_2 - M_r = 180 - 164,6 = 15,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

При передаче избыточной нагрузки с ригеля на конструкцию усиления определяем по формуле упругую реакцию:

$$P_y = \frac{4M_y}{l_0} = \frac{4 \cdot 15,5}{6} = 10,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для определения жесткости сечения ригеля B предварительно вычисляем коэффициент приведения n и момент инерции I_p :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{27 \cdot 10^3} = \frac{2 \cdot 10_5}{27 \cdot 10^3} = 7,4;$$

$$I_2 = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_s n r^2 = \frac{0,3 \cdot 0,63^3}{12} + 10,18 \cdot 10^{-4} \cdot 7,4 \cdot 0,22^2 = 0,0058 \text{ м}.$$

Жесткость сечения ригеля без учета трещин в растянутой зоне находим по формуле

$$B = 0,85 E_b \cdot J_R = 0,85 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 0,0058 = 0,13 \cdot 10^6 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Суммарный прогиб ригеля

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 \cdot l_0^4}{B} - \frac{P_y \cdot l_0^3}{48B} = \frac{5 \cdot 40 \cdot 6^4}{384 \cdot 0,13 \cdot 10^6} - \frac{10,3 \cdot 6^3}{48 \cdot 0,13 \cdot 10^6} = 0,0051 \text{ м}.$$

При усилении ригеля стальной балкой (см. табл.3.2, п.1) ее требуемую жесткость определяем по формуле

$$EJ_t = \frac{P_y l_0^3}{48f} = \frac{10,3 \cdot 6^3}{48 \cdot 0,0051} = 9088 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Требуемый момент инерции балки усиления находим по формуле

$$I_t = \frac{EJ_t}{E} = \frac{9088}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^3} = 4328 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4 = 4328 \text{ см}^2.$$

По сортаменту прокатной стали балкой усиления может служить двутавр № 27 ($I_x = 5010 \text{ см}^4$) или же два швеллера № 22а ($I_x = 2330 \cdot 2 = 4660 \text{ см}^4$).

При усилении ригеля стальной треугольной фермой (см. табл.2.2, п.2) площадь поперечного сечения ее поясов находим по приближенной формуле [5]:

$$A = \frac{k P_y \cdot l}{f E},$$

где k – коэффициент, определяемый по табл.2.3.

Принимаем значение $h/l=0,06$, $k=28$.

Тогда

$$A = \frac{28 \cdot 10,3 \cdot 6}{0,0051 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^3} = 0,0016 \text{ м}^2 = 16 \text{ см}^2.$$

По сортаменту находим два уголка размером $75 \times 75 \times 6$ и площадью $A = 17,56 \text{ см}^2$.

Т а б л и ц а 2.3

Значения коэффициента k

h_f/l	0,125	0,1	0,06 (6)	0,05
K	8,5	12,5	28	50

Усиление балок подведением промежуточных жестких опор в виде стоек или подкосов является наиболее простым в техническом исполнении методом. Однако следует учитывать, что промежуточная опора изменяет расчетную схему балки, в результате чего возникает надпорный отрицательный момент, на который проверяется существующее армирование балки.

Промежуточные опоры можно выполнять на самостоятельном фундаменте или с использованием уже существующих. Важным требованием к устройству отдельного фундамента является предварительное уплотнение грунта в его основании с целью избежания просадки. Уплотнение производится гидродомкратами таким образом, чтобы давление на грунт было не менее давления под подошвой фундамента. В табл.2.2., п.3 и 4, приведены конструкции жестких опор, широко применяемые в практике усиления. Кроме указанных, можно использовать кирпичные столбы, стальные трубы, наполненные бетоном, и другие профили.

Работы по усилению балки выполняются в следующей последовательности:

- уплотнение грунта и устройство фундамента;
- разгрузка перекрытия в зоне усиления балки;
- установка опорной конструкции на фундамент;
- включение промежуточной опоры в работу путем подклинивания или поддомкрачивания.

Пример 2.5. Требуется усилить однопролётную балку междуэтажного перекрытия жёсткой промежуточной опорой в связи с увеличением расчётной нагрузки.

Исходные данные:

Нагрузка на балку до усиления: $q_1=33 \text{ кН/м}$.

Нагрузка, прикладываемая после усиления: $q_2=20 \text{ кН/м}$.

Конструкция балки:

- расчётная длина: $l=6 \text{ м}$;

- размеры сечения: $h \times b = 0,6 \times 0,3$ (м), $h_0 = 0,52$ м;
- бетон класса В20: $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа, $\gamma_{bl} = 1$;
- рабочая арматура 4Ø18А-III: $R_s = 365$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $A_s = 10,18$ мм²;

• арматура в сжатой зоне конструктивная, подвержена коррозии и в расчёте не учитывается: $A_s = 0$.

Промежуточная опора подводится методом поддомкрачивания.

Решение:

Изгибающий момент от полной нагрузки:

$$M = \frac{(q_1 + q_2)l^2}{8} = \frac{(33 + 20)6^2}{8} = 238,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 10,18}{11,5 \cdot 30 \cdot 52} = 0,207 < \xi_R = 0,591 \text{ [6]}.$$

Коэффициент $\alpha_0 = 0,185$ (см. прил. 5).

Момент, воспринимаемый сечением арматуры A_s :

$$M_r = \alpha_0 R_b b h_0^2 = 0,185 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,52^2 = 172,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$M_r = 172,6 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 238,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – требуется усиление балки

Расчётная схема усиливаемой балки представлена на рис. 2.6 (а-ж).

Задаёмся величиной положительного момента у промежуточной опоры

$$M_{\text{sup}7} = 0,5 M_r = 0,5 \cdot 172,6 = 86,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемое усилие поддомкрачивания P находим из формулы

$$M_{\text{sup}7} = q_1 \frac{l^2}{8} - q_2 \frac{l^2}{64} - \frac{Pl}{4};$$

$$86,3 = \frac{33 \cdot 6^2}{8} - \frac{20 \cdot 6^2}{64} - \frac{P \cdot 6}{4}; \quad P = 34 \text{ кН}.$$

Определяем величину положительного момента в пролёте по формуле

$$M_{\text{span}7} = \frac{(8q_1 l + 3,5q_2 l - 8P)^2}{512(q_1 + q_2)} =$$

$$= \frac{(8 \cdot 33 \cdot 6 + 3,5 \cdot 20 \cdot 6 - 8 \cdot 34)^2}{512(33 + 20)} = 110,55 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие:

$M_{\text{span}7} = 110,55 < M_r = 172,6 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$ – прочность обеспечена.

Учитывая вероятность осадки фундамента под промежуточной опорой и возможное снижение усилия P , считаем, что резерв прочности по моменту достаточный:

$$\frac{M_2 - M_{SPAN7}}{M_2} 100\% = \frac{172,6 - 110,55}{172,6} 100\% = 36\%.$$

Усилие P не корректируем.

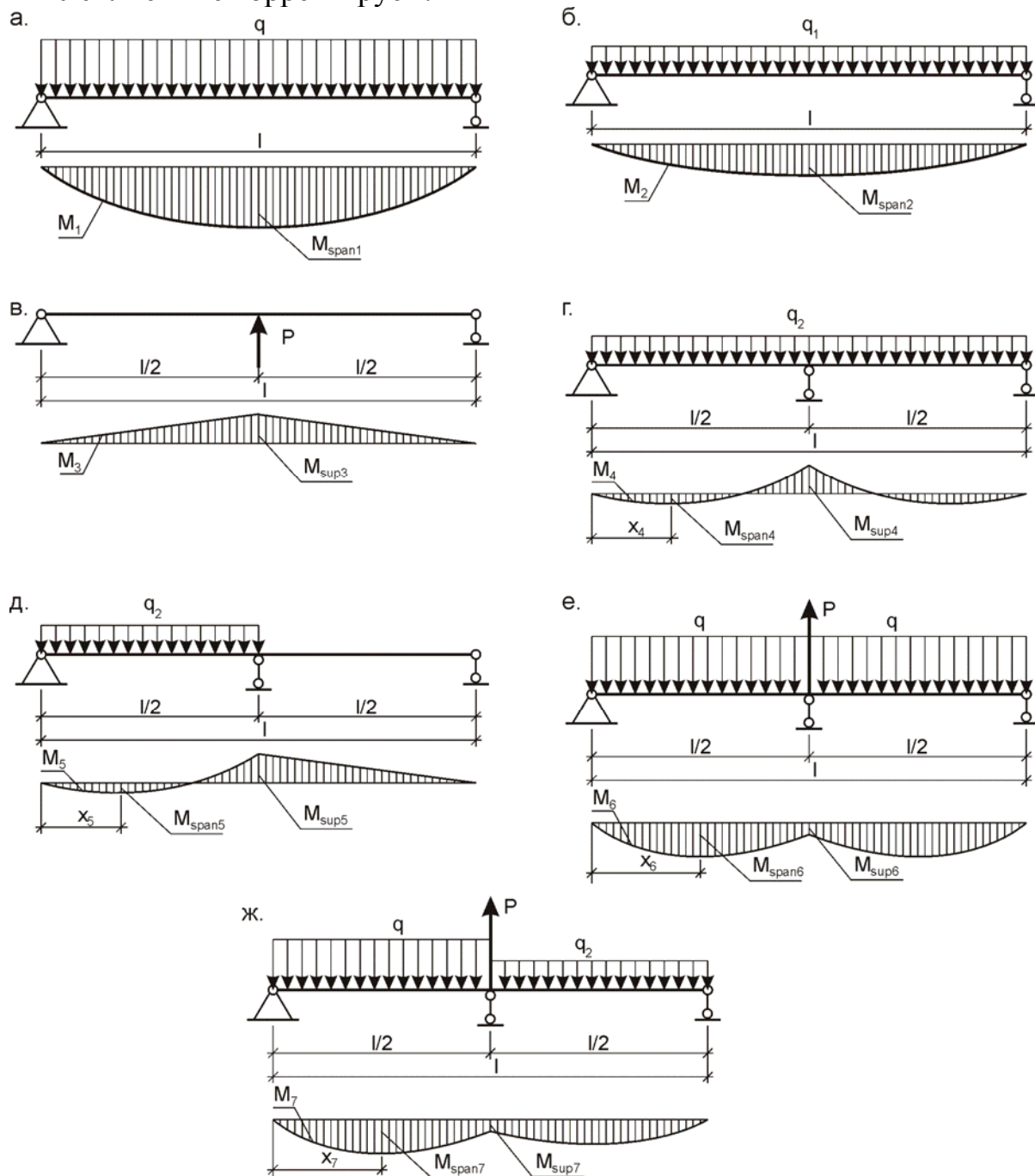


Рис. 2.6. Расчётная схема однопролётной балки, усиленной дополнительной опорой с поддомкрачиванием

Усиление балок предварительно напряженными затяжками часто используется при реконструкции производственных зданий, при этом практически не уменьшается полезный объем помещения, и монтаж ведется без остановки производственного цикла. Затяжки делают шпренгельные, горизонтальные и комбинированные.

Основными элементами затяжек являются горизонтальные и наклонные тяжи, изготавливаемые из стержневой арматуры классов АIII, AIV диаметром 18-40 мм или прокатных профилей уголкового и швеллерного типов. Тяжи располагаются у боковых поверхностей элемента и закрепляются с помощью анкерных устройств в торце.

Балка, усиленная затяжкой, превращается из изгибаемого элемента во внецентренно сжатую комбинированную систему, напряженное состояние которой является функцией нескольких параметров, в том числе и усилия предварительного обжатия затяжкой.

При достаточном преднапряжении и надежном заанкеривании затяжки предполагается, что напряжения в ней, а также в рабочей арматуре усиливаемой балки нарастают пропорционально и достигают расчетного сопротивления одновременно.

Величину предварительного напряжения затяжки σ_n можно установить по табл.2.4 в зависимости от нормативного сопротивления стали R_{sn} и отношения q_n/q_y , где q_n – нагрузка на балку после усиления; q_y – нагрузка на балку во время усиления.

Из табл.2.4 следует, что максимальное напряжение в затяжке $\sigma_n = (1-0,8)R_{sn}$ требуется при усилении неразгруженной балки.

Т а б л и ц а 2 . 4

Величины относительных напряжений в затяжке

q_n/q_y	1-1,25	1,25-1,7	1,7-2,5	2,5-5
σ_n/R_{sn}	1-0,8	0,8-0,7	0,7-0,55	0,55-0,4

В табл.2.5, п.1 и 2, рассмотрены варианты усиления балки шпренгельной и горизонтальной затяжками при наличии в балке нормальных трещин.

Работа по усилению производится в следующей последовательности:

- заготавливаются детали усиления: стержни, натягивающие муфты (гайки), анкерные устройства;
- максимально разгружается перекрытие в зоне усиления балки;
- монтируются элементы конструкции усиления (табл.2.5, п.1, поз.1-6);
- производится натяжение затяжки механическим или электро-механическим способом;
- все элементы конструкции усиления окрашиваются защитными покрытиями: эмалью, перхлорвиниловым лаком и др.

Расчёт однопролётной балки, усиленной горизонтальной затяжкой, рассмотрим на примере.

Пример 2.6. Требуется усилить однопролётную балку междуэтажного перекрытия предварительно напряжённой затяжкой из арматуры класса А-IV.

Исходные данные приняты из примера 2.5:

- конструкция усиления и расчётная схема балки представлены на рис. 2.7;
- изгибающий момент от полной нагрузки $M=238,5$ кН·м;
- момент, воспринимаемый нормальным сечением балки до усиления $M_r=172,6$ кН·м;
- рабочая арматура 4Ø18 А-III ($A_s=10,18$ см²).

Решение

Т.к. $M > M_r$, находим требуемую для восприятия момента площадь сечения арматуры класса А-III:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{238,5}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,52^2} = 0,256,$$

по прил. 1: $\nu = 0,849$; $\xi = 0,31 < \xi_R = 0,525$,

$$A_{sn} = \frac{M}{R_s h_0 \nu} = \frac{238,5 \cdot 10^4}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,52 \cdot 0,849} = 14,8 \text{ см}^2.$$

Необходимая площадь сечения арматуры усиления, если бы оно выполнялось из арматуры класса А-III:

$$A_{sz} = A_{sn} - A_s = 14,8 - 10,18 = 4,62 \text{ см}^2.$$

Назначаем затяжку 2Ø18 А-IV ($A_{sz}=5,09$ см², $R_s=510$ МПа).

Приведённая к классу А-III площадь сечения затяжки:

$$A_{sz,n} = 5,09 \frac{510}{365} = 7,11 \text{ см}^2.$$

Полезная высота сечения по затяжке $h_{0z}=55$ см.

Приведённая с учётом затяжки высота сечения:

$$h_{0n} = \frac{10,18 \cdot 52 + 7,11 \cdot 55}{10,18 + 7,11} = 53,2 \text{ см}.$$

$$\xi = \frac{R_s (A_s + A_{sz})}{R_b b h_0} = \frac{365(10,18 + 7,11)}{11,5 \cdot 30 \cdot 53,2} = 0,343, \quad \xi < \xi_R,$$

$$\alpha_0 = 0,285.$$

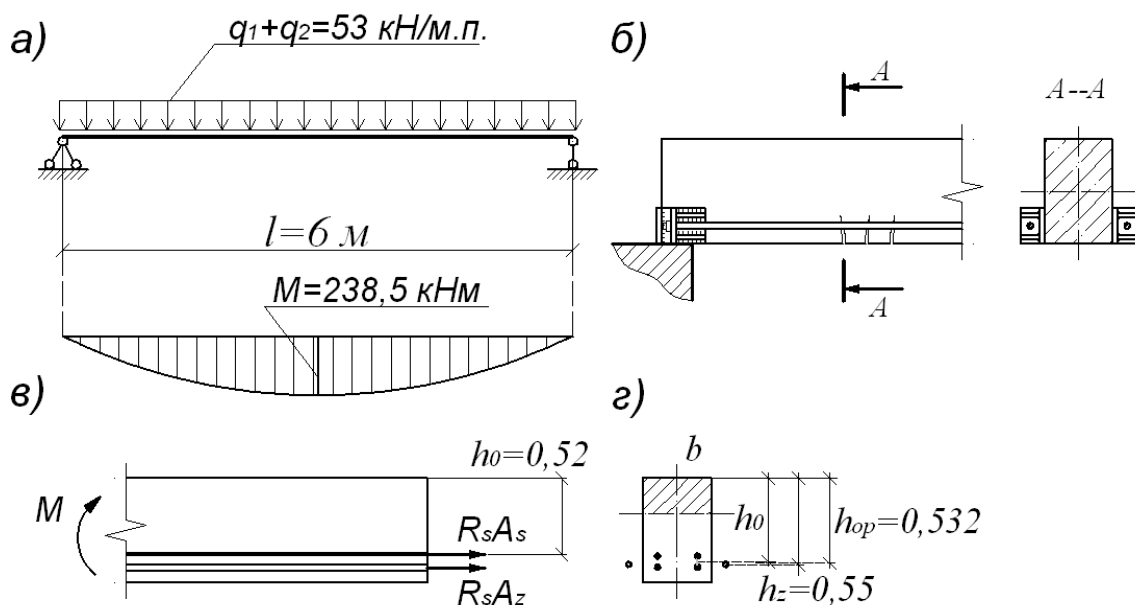


Рис. 2.7. Расчётная схема балки, усиленной затяжкой:
а – действующая нагрузка; б – конструкция усиления; в – усилия в рабочей арматуре ригеля и в затяжке; г – расчётное сечение

Момент, воспринимаемый усиленным сечением балки:

$$M_{rn} = \alpha_0 R_b b h_0^2 = 0,285 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,532^2 = 278,6 \text{ кН м.}$$

Проверяем условие: $M_{rn} > M$: $278,6 > 238,5$ (кН·м) – прочность обеспечена.

Пользуясь данными табл. 2.4, при отношении $(q_1+q_2)/q_1=(33+20)/33=1,61$ назначаем величину предварительного напряжения в затяжке: $\sigma_z = 0,72 R_{sn}$.

Выбирая способ усиления горизонтальной затяжкой, следует помнить, что эффективность её применения зависит от коэффициента армирования и класса бетона усиливаемой балки.

Таблица 2.5

Усиление балок стержнями

№ п/п	Способы усиления Эскиз усиления	Элементы усиления № поз.	Общие сведения
1	Усиление шпренгелем	1 2 3 4 5 6	$\varnothing 16...36$ $\varnothing 40...60$ $\delta=10...14$ Гнутый швеллер $\delta=10...12$ $\delta=8...10$ Напрягающая муфта
2	Усиление затяжкой	1 2	Затяжка $\varnothing 16...36$ Опорный столик из стальной пластины $\delta=8...16$
3	Усиление приваркой дополнительной арматуры	1 2	Арматура усиления $\varnothing 10...25$ Соединительный элемент $\delta=10...25$ или $\varnothing 10...25$

Пример 2.7. Требуется проверить прочность балки покрытия, усиленной шпренгелем.

Исходные данные: сосредоточенная нагрузка на балку $P=45$ кН. Конструкция балки: бетон класса В20, $\gamma_{b2} \cdot R_b=0,9 \cdot 11,5=10,35$ МПа; $E_b=27 \cdot 10^3$ МПа, продольная арматура балки и затяжки шпренгеля класса А-III, $R_s=365$ МПа, $E_s=20 \cdot 10^4$ МПа; коэффициент $\xi_R=0,627$.

Геометрические размеры и армирование балки (рис.2.8,а):

длина балки – $L=6$ (м); расчетный пролет балки – $l=5,8$ (м); высота сечения – $h=500$ (мм); ширина сечения – $b=300$ (мм);

диаметр и площадь сечения растянутой арматуры – $d_s=18$ (мм), $A_s=509$ (мм²); диаметр и площадь сечения сжатой арматуры – $d_s'=10$ (мм), $A_s'=157$ (мм²); расстояние от граней сечения до центра тяжести соответственно растянутой и сжатой арматуры – $a = a'=30$ (мм).

Геометрические параметры конструкции усиления (рис. 2.8,б):

расстояние от торца балки до места перегиба стержневой арматуры шпренгеля $a_1=1,2$ м; высота шпренгеля – $h_1=0,6$ м; смещение верхнего узла системы относительно оси симметрии балки – $e_1=0,2$ м;

диаметр и площадь сечения стержневой арматуры шпренгеля – $d_{s1}=32$ мм, $A_{s1}=1608$ мм².

а

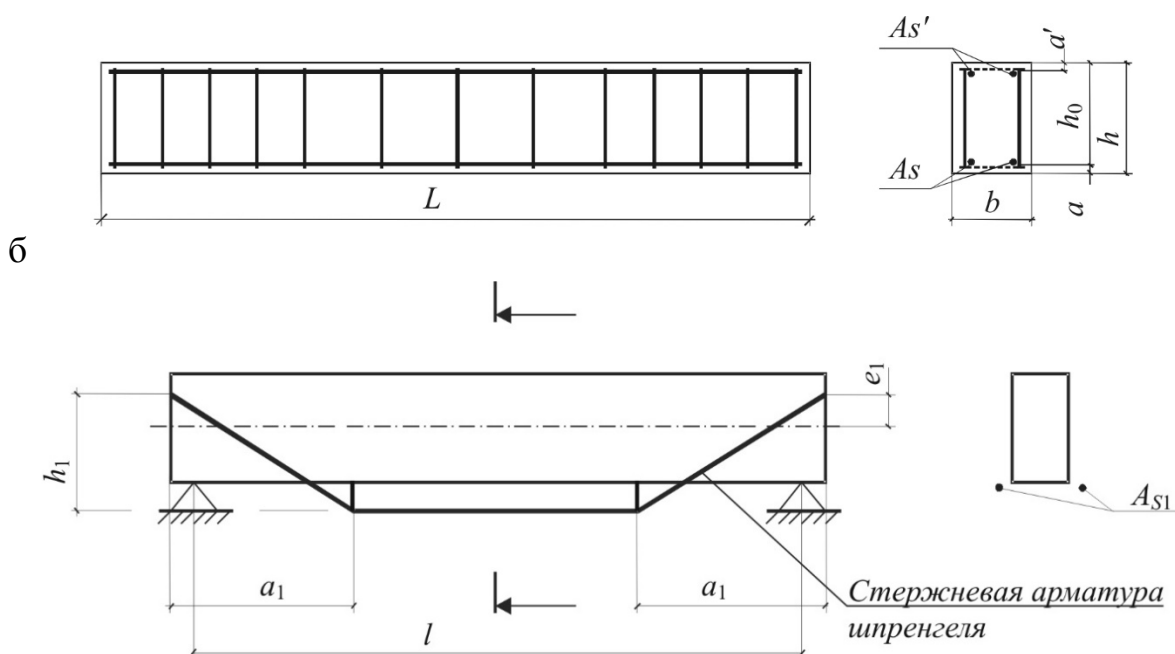


Рис. 2.8. Усиление балки шпренгелем:
а – армирование балки; б – схема усиления

Решение

Определение теоретической несущей способности
нормального сечения железобетонной балки до усиления

Вычисляем теоретический изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки непосредственно перед разрушением (рис. 2.9).

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 0,5 - 0,03 = 0,47 \text{ м.}$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_s - R'_s A'_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 5,09 - 365 \cdot 1,57}{10,35 \cdot 30} = 4,1 \text{ см.}$$

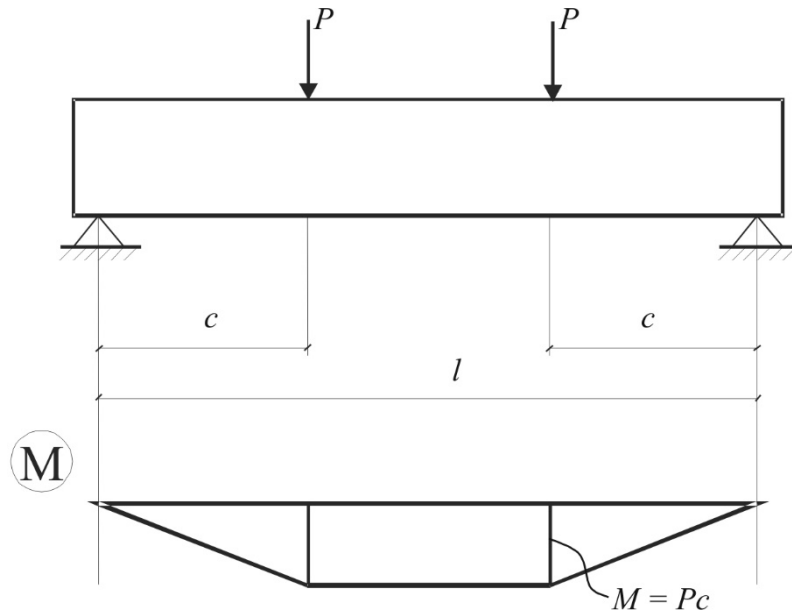


Рис. 2.9. Схема нагружения балки. Эпюра изгибающих моментов

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x_0}{h_0} = \frac{4,1}{47} = 0,089 \quad \xi < \xi_R, \quad 0,089 < 0,627.$$

Величина изгибающего момента находится по формуле

$$M = [R_b b x (h_0 - 0,5x) + R'_s A' (h_0 - a')] =$$

$$10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,041 (0,47 - 0,5 \cdot 0,041) + 365 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} (0,47 - 0,03) = 82,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем изгибающий момент от внешней нагрузки при $C=2,2$ м:

$$M_p = P \cdot C = 45 \cdot 2,2 = 99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M < M_p$; $82,5 < 99$ – требуется усиление.

Расчетная схема усиленной балки показана на рис.2.10.

Определяем расчетные параметры комбинированной системы.

Момент инерции железобетонной балки

$$I_b = \left[\frac{bh^3}{12} + \alpha A_s (0,5h - a)^2 \right] =$$

$$= \frac{0,3 \cdot 0,5^3}{12} + 7,4 \cdot 5,09 \cdot 10^{-4} (0,5 \cdot 0,5 - 0,03)^2 = 33,07 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^4\text{)},$$

$$\text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7,4.$$

Угол наклона шпренгельной арматуры к продольной оси балки

$$\varphi = \arctg \frac{h_1}{a_1} = \arctg \frac{0,6}{1,2} = 27^\circ.$$

Расчетные параметры

$$k_1 = \frac{E_b I_b}{E_{s1} A_{s1} h_1} = \frac{27 \cdot 10^6 \cdot 33,07 \cdot 10^{-4}}{20 \cdot 10^7 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 0,6} = 0,46,$$

$$k_3 = \frac{1}{\cos^3 27^\circ} = \frac{1}{0,707} = 1,41.$$

Находим отношение $\frac{L}{a_1} = \frac{6}{1,2} = 5.$

Вычисляем параметр A в зависимости от величины $\frac{L}{a_1}$ по табл. 2.6:

$$A = \frac{l}{0,48k_1k_3 + 0,88h_1 + 0,72k_1} =$$

$$= \frac{6}{0,48 \cdot 0,46 \cdot 1,41 + 0,88 \cdot 0,6 + 0,72 \cdot 0,46} = 5,13.$$

Т а б л и ц а 2 . 6

L/a_1	Параметр A
3	$A = \frac{l}{1,33k_1k_3 + 1,11h_1 + 0,67k_1}$
4	$A = \frac{l}{0,75k_1k_3 + 1h_1 + 0,75k_1}$
5	$A = \frac{l}{0,48k_1k_3 + 0,88h_1 + 0,72k_1}$
6	$A = \frac{l}{0,33k_1k_3 + 0,78h_1 + 0,67k_1}$

Вычисляем усилия в элементах шпренгеля от принятой нагрузки, для этого определяем $x_1 = \frac{c}{l} = \frac{2,2}{6} = 0,37$, затем по прил.9 находим коэффициент $\alpha_1 = 0,132$.

$$N_1 = A \alpha_1 P_1 = 5,13 \cdot 0,132 \cdot 45 = 30,5 \text{ кН},$$

$$V_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi = 30,5 \cdot 0,5 = 15,25 \text{ кН}.$$

$$S_1 = N_1 / \cos \varphi = 30,5 / 0,891 = 34,23 \text{ кН}.$$

Находим разгружающий момент в балке от реактивного усилия в стойках шпренгеля:

$$M_{sh} = V_1 a_l = 15,25 \cdot 1,2 = 18,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

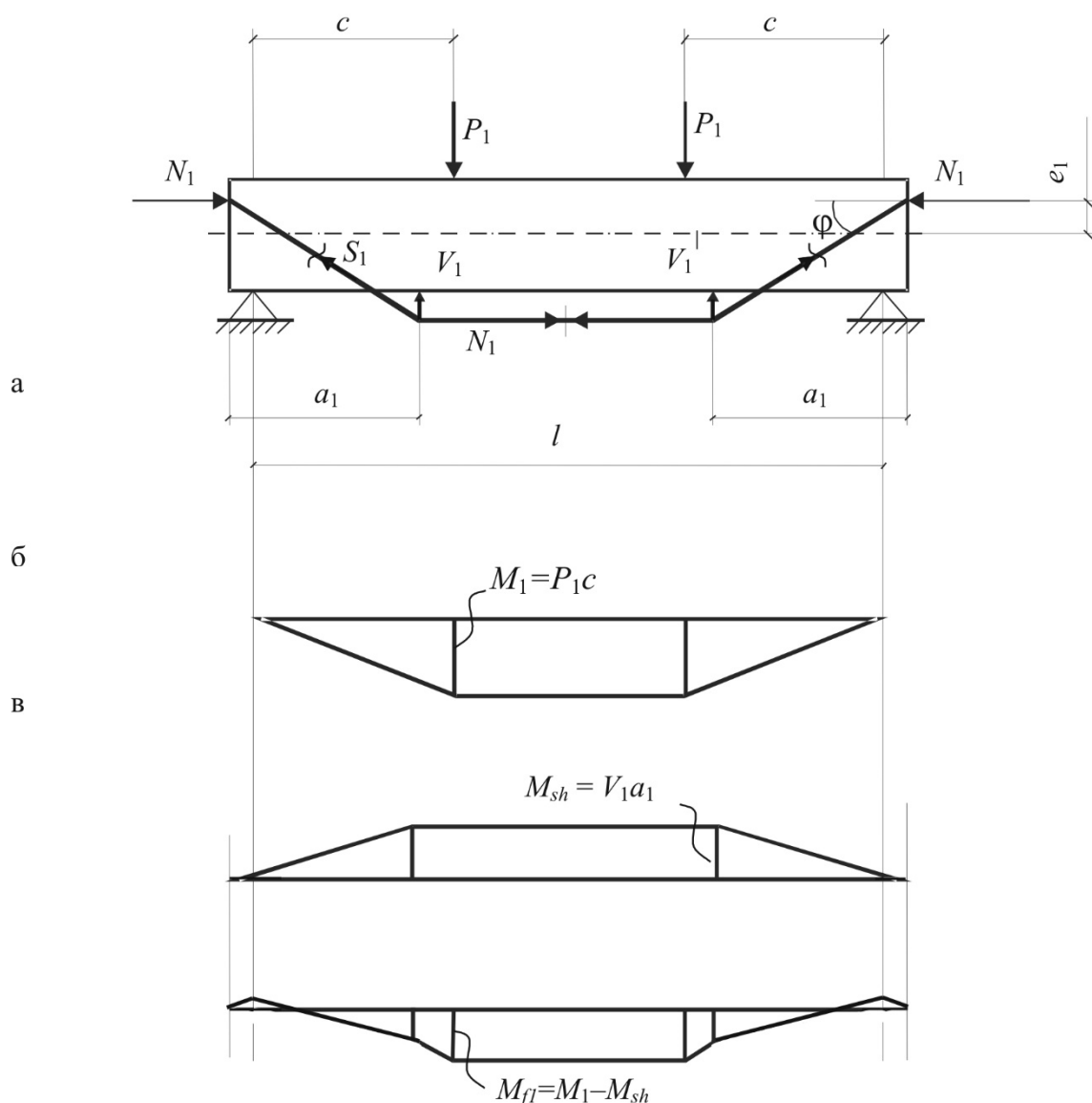


Рис. 2.10. Расчетная схема усиленной балки. Эпюры изгибающих моментов:
а – от разрушающей нагрузки в неусиленной балке; б – от реактивного усилия
в стойках шпренгеля; в – от разрушающей нагрузки в усиленной балке

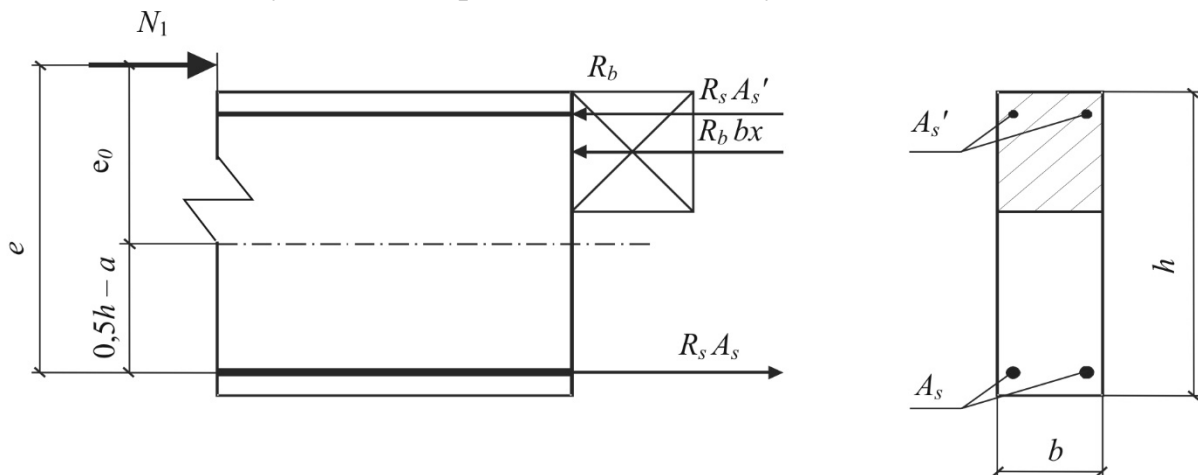
Определяем изгибающий момент в балке после усиления:

$$M_{f1} = M_1 - M_{sh} = 99 - 18,3 = 80,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем условие $M_{f1} < M$: $80,7 < 82,5$ – условие выполняется.

Железобетонная балка, усиленная шпренгелем, под нагрузкой начинает работать как внецентренно сжатый элемент. Следовательно, необходимо дополнительно выполнить проверку прочности нормального сечения при внецентренном сжатии.

Схема усилий в нормальном сечении усиленной балки



Вычисляем эксцентриситет продольной силы N_1 относительно центра тяжести сечения:

$$e_0 = \frac{M_{f1} + N_1 e_1}{N_1} = \frac{80,7 + 30,5 \cdot 0,2}{30,5} = 2,84 \text{ м.}$$

Находим эксцентриситет продольной силы N_1 относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e = e_0 + (0,5h - a) = 2,84 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,03 = 3,06 \text{ м.}$$

Определяем изгибающий момент:

$$M = N_1 e = 30,5 \cdot 3,06 = 93,33 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N_1 + R_s A_s - R_s A_s'}{R_b b h_0} = \\ &= \frac{30,5 + 365 \cdot 10^3 \cdot 5,09 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,47} = 0,109. \end{aligned}$$

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$: $0,109 < 0,627$.

Высота сжатой зоны бетона $x = \xi h_0 = 0,109 \cdot 0,47 = 0,051 \text{ м.}$

Находим момент внутренних сил:

$$\begin{aligned} M_r &= [R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_s' A_s' (h_0 - a')] = \\ &= 10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,051 (0,47 - 0,5 \cdot 0,051) + 365 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} (0,47 - 0,03) = \\ &= 94,89 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Проверяем условие $M_r > M$: $94,89 > 93,33 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$ – условие выполняется; следовательно, прочность усиленной балки достаточная.

Усиление балок с наклонными трещинами

Наклонные трещины в балках образуются по разным причинам, а именно: от проскальзывания рабочей продольной арматуры в зоне заанкеривания, слабого армирования поперечными стержнями, низкой марки бетона, недостаточных размеров поперечного сечения балки, перегрузки. В зависимости от причины образования трещин принимаются и способы усиления балок, среди которых предварительно напряженные хомуты (табл.2.7, п.1 и 2) и разгружающие кронштейны (табл.2.7, п.3), которые могут применяться как отдельно, так и в сочетании с затяжками и промежуточными опорами.

Усиление предварительно напряженными хомутами производится в следующей последовательности:

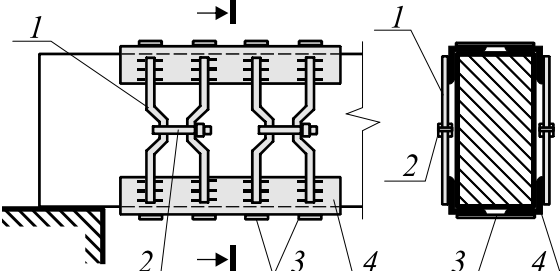
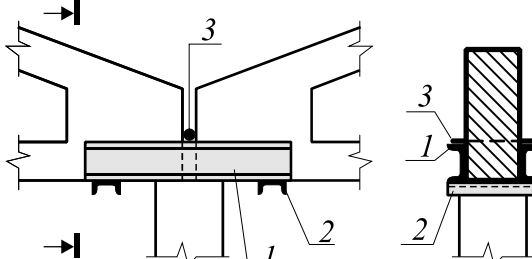
- заготавливаются детали усиления;
- разгружается перекрытие в зоне усиления балки;
- монтируется конструкция усиления;
- натягиваются последовательно с помощью гаек хомуты 1 и привариваются к уголкам 4; натяжение хомутов струбцинами 2 (табл.2.7) производится после приварки хомутов;
- наносится на все металлические детали конструкции усиления антикоррозийное покрытие.

Расчет балок, усиленных предварительно напряженными хомутами и разгружающими кронштейнами, на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами и по наклонной трещине производится по [38, формулы (72), (84)].

Т а б л и ц а 2 . 7

Усиление балок с наклонными трещинами

№ п/п	Способ усиления Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Общие сведения
1	2	3	4
1	Усиление хомутами (схема 1)	1 2 3 4	Стержни (хомуты) $\varnothing 10...16$ [10...14 Пластина $b=40...60$ $\delta=4...6$ $\angle 50...100$

1	2	3	4
2	Усиление хомутами (схема 2) 	1	Стержни (хомуты) $\varnothing 10...16$
		2	Струбцина $\varnothing 12...18$
		3	Пластина $b=40...60$
		4	$\delta=4...6$ $\angle 50...100$
3	Усиление двухконсольной балкой (кронштейном) 	1	Балка усиления [16...27
		2	Поперечная балка [10...18
		3	Связующий стержень $\varnothing 16...25$

Усиление колонн

Для усиления ствола железобетонной колонны существует большой арсенал методов, среди которых наибольшее распространение получили следующие: железобетонные обоймы; одностороннее и двухстороннее наращивание сечения; металлические обоймы ненапряженные и с предварительным напряжением хомутов; предварительно напряженные металлические распорки.

Усиление железобетонной обоймой (рис.2.11, а) считается наиболее простым и надежным способом увеличения несущей способности колонны. Обойма состоит из продольной арматуры, замкнутых хомутов, бетонного слоя, охватывающего сечение колонны.

Перед усилением поверхность колонны подготавливается следующим образом: удаляется штукатурный слой; зубилом делается насечка в бетоне на глубине 3-6 мм; промывается за час до бетонирования поверхность старого бетона чистой водой.

Железобетонная обойма обычно имеет толщину 6-12 см. Сечение и количество продольной арматуры определяется расчетом при условии обеспечения совместной работы обоймы с колонной. Поперечная арматура принимается диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом S , удовлетворяющим требованиям:

$$15d \geq S \geq 3\delta; S \leq 200 \text{ мм},$$

где d – диаметр продольной арматуры;
 δ – толщина обоймы.

Усиление колонн односторонним наращиванием сечения (рис.2.11,б) обычно применяется во внецентренно сжатых колоннах для уменьшения начального эксцентриситета приложения внешней нагрузки и увеличения прочности колонн. Важным условием надежности усиления является обеспечение совместной работы нового бетона со старым. Для этого предусматриваются те же мероприятия, что и при усилении железобетонными обоймами, и, кроме того, новая продольная арматура соединяется на сварке со старой с помощью стальных коротышей $\varnothing 10-30$ мм, устанавливаемых с шагом 500-800 мм. В связи с большой трудоемкостью усиления одностороннее наращивание применяется редко.

Усиление колонн стальной обоймой (рис.2.11,в), довольно простое в исполнении, незначительно увеличивает размер поперечного сечения и позволяет использовать колонну в эксплуатационном режиме сразу же после ее усиления. Продольные элементы обоймы из уголкового стали устанавливаются на цементно-песчаном растворе и прижимаются к колонне с помощью струбцин, после чего к уголкам привариваются поперечные планки, устанавливаемые по длине колонны с шагом 400-600 мм.

В предварительно напряженных обоймах поперечные планки нагреваются до температуры 100-120°C, а затем уже привариваются к продольным элементам. При остывании планки укорачиваются и создают эффект преднапряжения.

Усиление колонн стальными распорками (рис.2.11,г) является достаточно эффективным средством увеличения их несущей способности, которая повышается пропорционально площади поперечного сечения распорок. Распорки состоят из двух уголков (швеллеров), связанных между собой соединительными планками. Вверху и внизу каждой распорки крепятся опорные уголки, через которые усилие распора передается на консоли. Как видно из рис.2.11,г, распорки с перегибом устанавливаются в середине их высоты. Для создания предварительного напряжения сжатия распорки с помощью натяжных болтов выпрямляются, принимая вертикальное положение. При этом распорки надежно включаются в совместную работу с колонной, частично разгружая ее. Величина сжимающих напряжений в распорках в период их включения в работу, по данным [5], достигает 60-80 МПа. Усиление колонн предварительно напряженными распорками целесообразно при длине распорок не более 5 м, когда не требуется большого расхода металла для обеспечения их устойчивости. Пример расчета распорок представлен в [5].

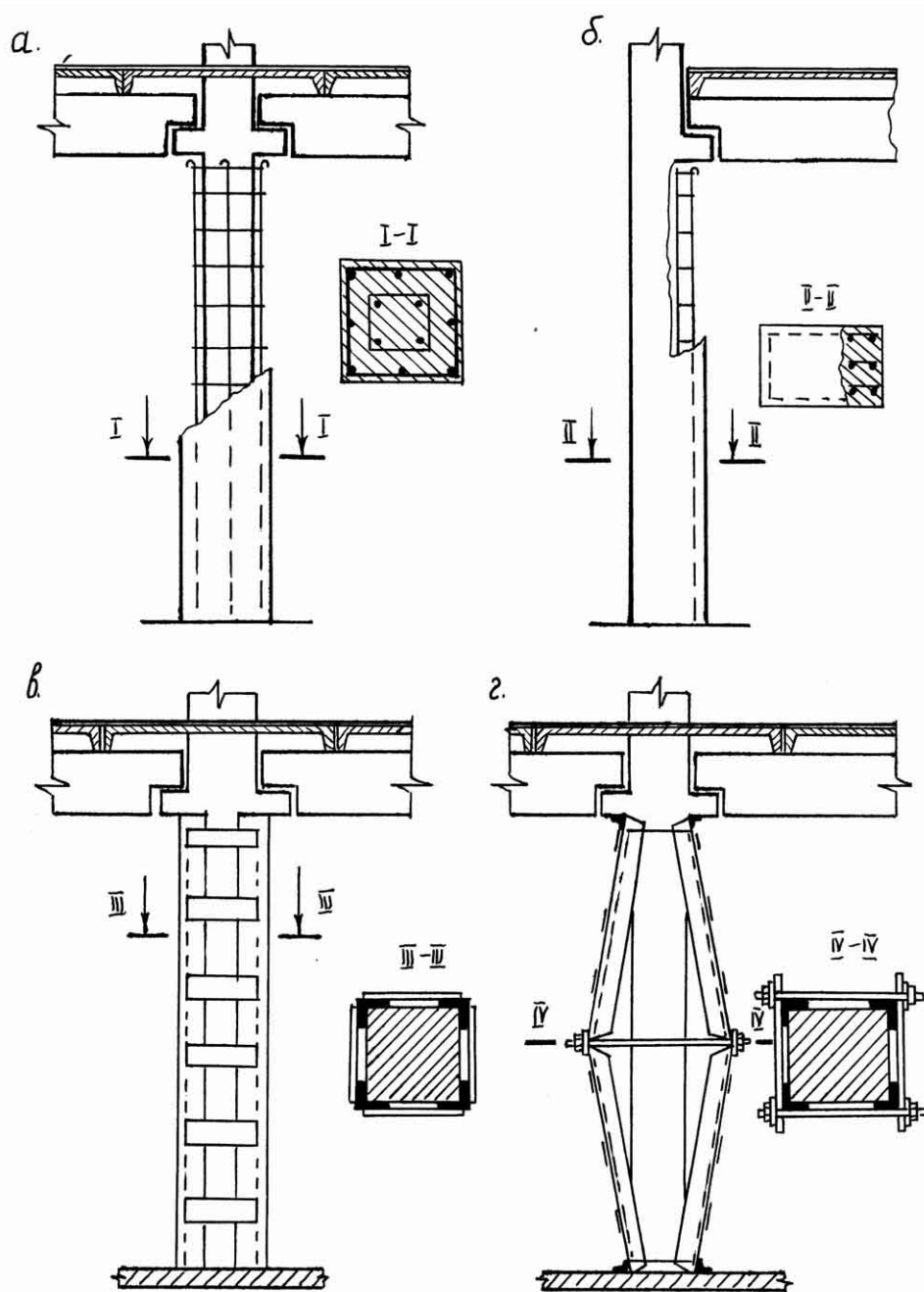


Рис.2.11 Способы усиления колонн:
а – железобетонная обойма; б – одностороннее наращивание;
в – металлическая обойма; г – металлические распорки

Пример 2.8. Требуется усилить ствол колонны с помощью железобетонной обоймы.

Исходные данные:

колонна сечением $b \times h = 0,3 \times 0,3$ м из бетона класса В15; $R_b = 8,5$ МПа;
рабочая продольная арматура $4\varnothing 12\text{АII}$; $A'_s = 4,52$ см²; $R_{sc} = 280$ МПа;

высота этажа $H_3 = 3,6$ м.

Эксцентриситет приложения нагрузки $e_0 = 0$.

Нагрузка длительно действующая $N = N_d = 1200$ кН.

Решение

Задаемся толщиной обоймы $\delta=0,06$ м, тогда суммарные размеры сечения (рис.2.12)

$$b_I=h_I=b+2\delta=0,3+2\cdot0,006=0,42 \text{ м.}$$

Ориентировочно назначаем площадь сечения продольной арматуры обоймы, пользуясь выражением

$$A_{s1}=0,009(h_I\cdot b_I-h\cdot b)=0,009(0,42\cdot0,42-0,3\cdot0,3)=7,8\cdot10^{-4} \text{ м}^2=7,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6Ø14АII ($A'_{s1} = 7,69 \text{ см}^2$).

Определяем несущую способность колонны до ее усиления.

Так как $\frac{l_0}{h} = \frac{3,6}{0,3} = 12 < 20$ при $e_0=0$, колонну рассчитываем как центрально-сжатую из условия

$$N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} A'_s).$$

Находим коэффициенты

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s;$$

$$\alpha_s = \frac{R_{sc} A'_s}{R_b A} = \frac{280 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 0,3 \cdot 0,3} = 0,165.$$

Согласно [6, табл.25 и 27]

$$\varphi_b=0,86; \varphi_{sb}=0,89;$$

тогда

$$\varphi=0,86+2(0,89-0,86)0,165=0,97.$$

Проверяем условие прочности колонны до усиления:

$$N > 0,87(8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,09 + 280 \cdot 10^3 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}) = 776 \text{ кН,}$$

$$1200 > 776 \text{ кН.}$$

Следовательно, несущая способность колонны недостаточна.

Вычисляем прочность колонны после ее усиления обоймой:

$$\alpha_s = \frac{R_{sc}(A'_s + A'_{s1})}{R_b \cdot A} = \frac{280(4,52 + 7,69) \cdot 10^{-4}}{8,5 \cdot 0,42 \cdot 0,42} = 0,23;$$

$$\frac{l_0}{h_1} = \frac{3,6}{0,42} = 8,57; \varphi_b = 0,905; \varphi_{sb} = 0,905;$$

$$\varphi=0,905+2(0,905-0,905)0,23=0,905;$$

$$N < 0,905 \cdot [8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,42 \cdot 0,42 + 280 \cdot 10^3 \cdot (4,52 + 7,69) \cdot 10^{-4}] = 1667 \text{ кН;}$$

$$1200 < 1667 \text{ кН.}$$

Несущая способность усиленной колонны обеспечена.
Эффективность усиления по нагрузке составляет:

$$1667 - 776 = 891 \text{ кН.}$$

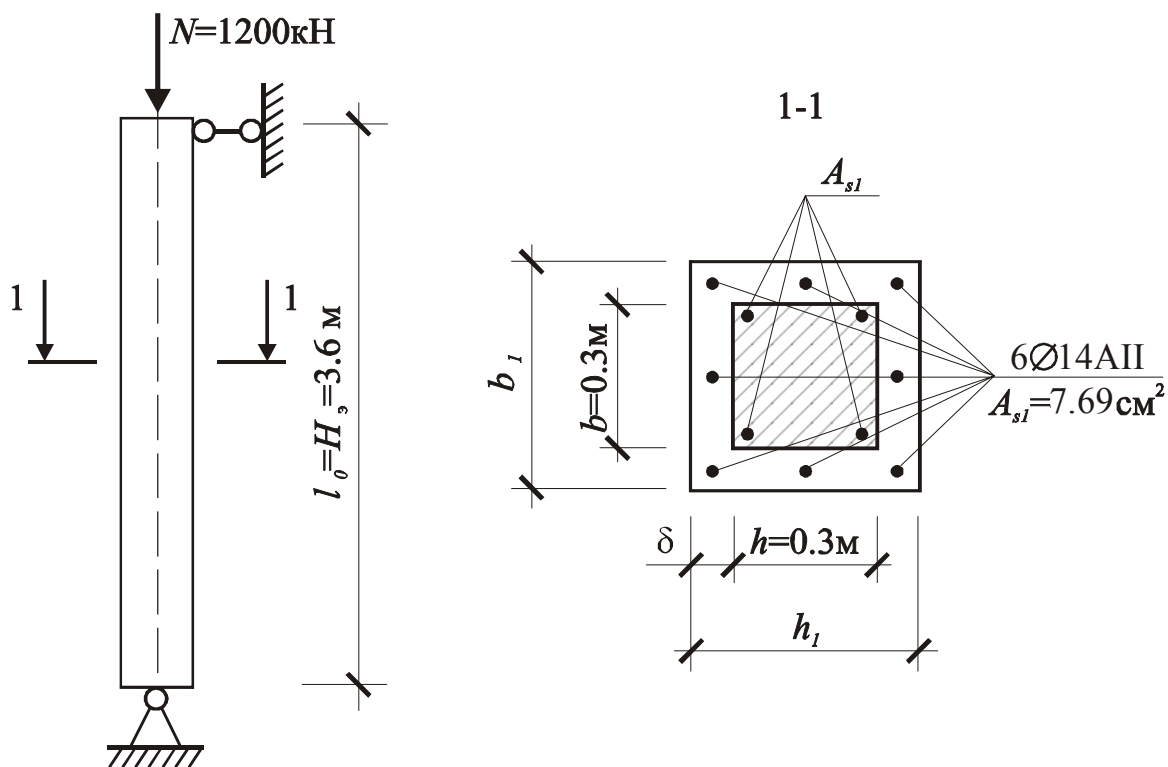


Рис. 2.12. Расчетная схема колонны

Пример 2.9. Требуется усилить ствол колонны с помощью металлической обоймы.

Исходные данные приняты из примера 2.8. Конструкция усиления представлена на рис. 2.13.

Решение

Находим расчетную продольную силу, передаваемую на конструкцию усиления в виде металлической обоймы:

$$N_1 = N - N_r = 1200 - 776 = 424 \text{ кН,}$$

где N_r – расчетная продольная сила, воспринимаемая сечением колонны до усиления.

Определяем требуемую площадь сечения вертикальных уголков обоймы, принимая коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1$:

$$A_{sI} = \frac{N_1}{\varphi R_y m} = \frac{424 \cdot 10^4}{1,0 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,7} = 25,24 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 240 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали марки С245;

m – коэффициент условий работы, зависящий от степени разгрузки

колонны и принимаемый равным: 0,7 – при разгрузке на 25 %; 0,8 – при разгрузке на 50 %; 0,9 – при разгрузке на 75 %; 0,95 – при полной разгрузке.

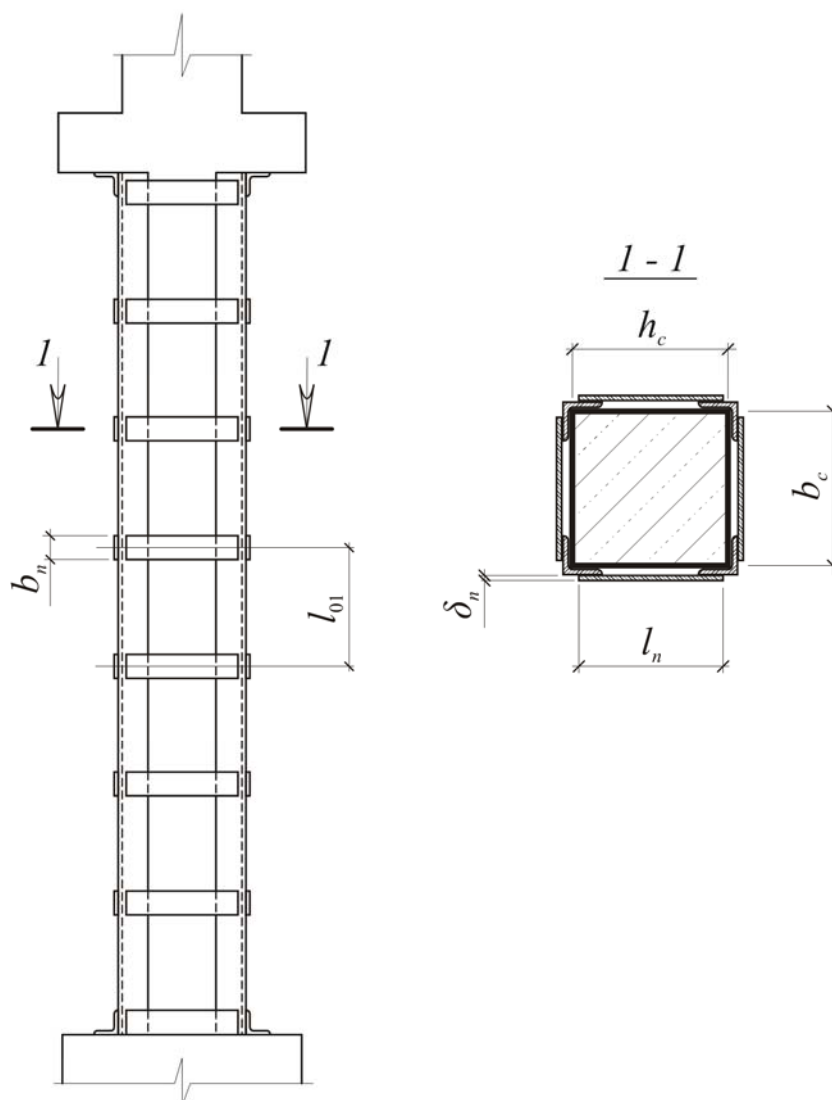


Рис. 2.13. Усиление колонны металлической обоймой

В рассматриваемом примере предполагается разгрузка колонны на 25%, тогда $m = 0,7$.

Назначаем равнобокие вертикальные уголки 4 $\angle 75 \times 5$; $A_{S1,f} = 7,39 \cdot 4 = 29,56 \text{ см}^2$; $i_x = 2,31 \text{ см}$.

При раскреплении уголков поперечными планками, расположенными с шагом $S = 300 \text{ мм}$, что соответствует условию $b_c \geq S \leq 500 \text{ мм}$, расчетная длина уголков $l_{01} = 300 \text{ мм}$. Гибкость уголков $\lambda = l_{01}/i_x = 30/2,31 = 12,99$.

$\varphi = 0,979$ [30, прил. 6, табл. 72].

Поперечные планки принимаем из стали марки С245 сечением $b_n \times \delta_n = 60 \times 6 \text{ мм}$, что соответствует требованиям: $b_n = (10 \dots 15) \delta_n$; $\delta_n = 6 \dots 10 \text{ мм}$.

Проверяем условие прочности усиленной колонны:

$$N_1 \leq \varphi R_y A_{s1} m;$$

424 кН < 0,979·240·10³·29,56·10⁻⁴·0,7=486,18 кН – прочность достаточна.

Выбор метода усиления консоли колонны, как правило, зависит от ее формы и характера действующих усилий. Так, при больших изгибающих моментах эффективной оказывается горизонтальная затяжка (табл.2.8, п.1) из тяжей, натягиваемых гайками до напряжений 60-90 МПа. При больших значениях поперечной силы и сжимающих напряжений в наклонной сжатой полосе целесообразно усиление преднапряженной наклонной затяжкой (табл.2.8, п.2) или металлическим столиком (табл.2.8, п.3), приваренным к продольной арматуре колонны.

Площадь сечения ветвей горизонтальной затяжки определяется по формуле

$$A_{s13} = 1,25(M_1 - M)/R_{sn} h_{01} \cdot 0,9,$$

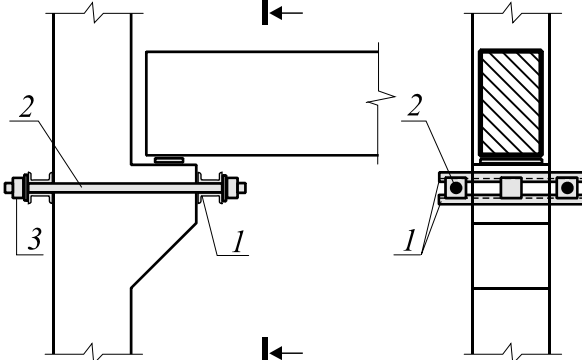
где M_1, M – изгибающие моменты, воспринимаемые консолью соответственно после и до усиления;

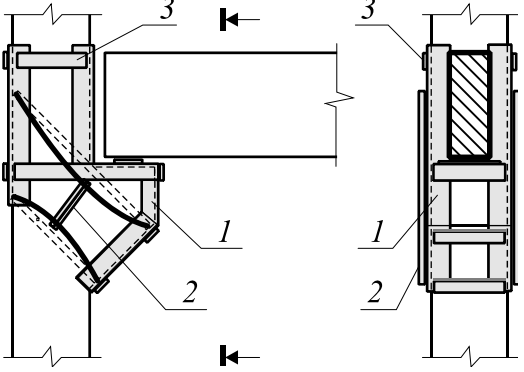
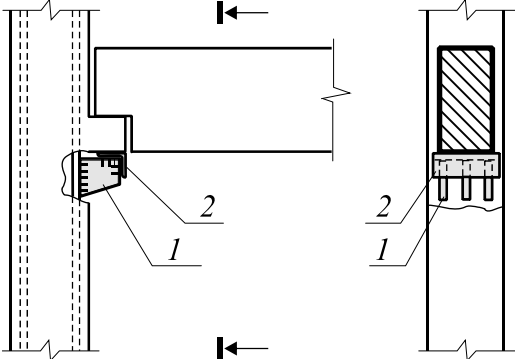
h_{01} – полезная высота сечения консоли, усиленной затяжкой.

Площадь сечения ветвей наклонной затяжки можно определить из условия [6, (207)].

Т а б л и ц а 2 . 8

Усиление консолей колонн

№ п/п	Способ усиления Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Общие сведения
1	2	3	4
1	Горизонтальной затяжкой 	1 2 3	Составная балка 2[12...18 Затяжка Ø16...25 Гайка M16...M25

1	2	3	4
2	Наклонной затяжкой 	1 2 3	Обвязка $\angle 50...100$ Затяжка $\varnothing 12...18$ Планки $b=40...60$ $\delta=4...6$
3	Металлическим столиком 	1 2	Стальные пластины $\delta=8...16$ Опорная деталь $\angle 75...100$

2.2. Усиление каменных конструкций

Большие объемы реконструкции старых кирпичных зданий особо остро ставят задачу рационального усиления с малыми трудовыми и материальными затратами. Способы восстановления дефектных конструкций разнообразны. Они выбираются в зависимости от причин, обуславливающих разрушение, а также от степени износа каменной кладки. Так, при значительных поверхностях разрушения, выкрашивании кирпича и раствора может оказаться целесообразной перекладка отдельных участков конструкций. Однако в большинстве случаев усиление сопровождается применением более прочных материалов: стали и бетона.

Оценка технического состояния и усиление кирпичных стен

Оценку технического состояния стен производят по результатам натурного обследования и поверочных расчетов. При этом стараются учитывать все факторы, которые могут отрицательно повлиять на несущую способность и нормальную эксплуатацию стен. К таковым относятся

трещины, местные разрушения кладки, отклонение от вертикали, выпучивание, прогибы, малая площадь опирания элементов перекрытия и перемычек, изменение эксцентриситетов приложения нагрузки. Кроме того, учитывают фактическую прочность составляющих кирпичной кладки: кирпича и раствора, определяемую по результатам лабораторных испытаний образцов.

Элементы стен, имеющие повреждения или заведомо перегруженные, проверяют расчетом по формулам СНиП II-22-81 по двум группам предельных состояний, при этом основное внимание уделяют несущей способности.

Следует отметить, что объективная оценка несущей способности кирпичных стен всегда сопряжена со значительными трудностями, обусловленными различной степенью повреждений, а также неоднозначностью прочностных показателей камня и раствора, причем не только в различных частях здания, но и по толщине стены. Поэтому в практических расчетах обычно используют систему эмпирических коэффициентов, в той или иной степени учитывающих влияние отрицательных факторов. Так, например, при расчете прочности кладки стены в зоне опирания балок на местное сжатие в расчетную формулу вводят понижающий коэффициент k_1 , учитывающий характер и степень повреждения кладки (табл.2.9).

Т а б л и ц а 2 . 9

Величины коэффициента k_1 [37]

Характер повреждения кладки опор	Коэффициент k_1	
	Неармированная кладка	Армированная кладка
Местное (краевое) повреждение кладки на глубину до 2 см (трещины, сколы, раздробление) или образование вертикальных трещин по концам балок или их подушек длиной до 18 см	0,75	0,9
То же, при длине трещин до 30-35 см	0,5	0,75
Краевое повреждение кладки на глубину более 2 см при образовании по концам балок и перемычек вертикальных и косых трещин длиной более 35 см	0	0,5

При расчете простенков и пилястр с вертикальными трещинами, образовавшимися в результате перегрузки, в расчет вводят коэффициент k_2 , значения которого даны в табл.2.10.

Т а б л и ц а 2 . 1 0

Величины коэффициента k_2 [37]

Характер повреждения кладки стен, столбов и простенков	Коэффициент k_2	
	Неармированная кладка	Армированная кладка
1	2	3
Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки, длиной до 18 см	0,9	1
То же, при пересечении не более четырех рядов кладки, длиной 18-35 см при числе трещин не более 3 на 1 м ширины (толщины) стены	0,75	0,9
То же, при пересечении не более восьми рядов кладки, длиной до 65 см при числе трещин не более 4 на 1 м ширины (толщины) стены (простенка)	0,5	0,7
Волосные трещины, пересекающие более восьми рядов кладки, длиной более 65 см. Расслоение кладки при числе трещин более 4 на 1 м ширины (толщины) стены	0	0,5

Низкое качество неармированной каменной кладки, характеризующееся отсутствием требуемой перевязки рядов, наличием пустых (не заполненных раствором) вертикальных швов и др., учитывают коэффициентом k_3 (табл.2.11).

Т а б л и ц а 2 . 1 1

Величины коэффициента k_3 [37]

Характер дефектов неармированной кладки	Коэффициент k_3
Отсутствие перевязки рядов кладки:	
в 5-6 рядах	1,0
в 8-9 рядах	0,9
в 10-11 рядах	0,75
Отсутствие заполнения раствором вертикальных швов	0,9
Чрезмерная (более 2 см) толщина горизонтальных швов (3-4 шва на 1 м высоты кладки):	
при марке раствора 75 и более	1,0
при марке раствора 25-50	0,9
при марке раствора менее 25	0,8

Величины прочих эмпирических коэффициентов, учитываемых при расчете кирпичных стен, можно найти в соответствующей литературе и нормативных документах [37, 34, 40, 4].

На основании поверочных расчетов устанавливают процент снижения несущей способности стен, после чего делают окончательный вывод о необходимости и целесообразности их усиления. Ориентиром для этого могут служить следующие рекомендации:

1. Усиление целесообразно, если снижение несущей способности стены составляет 15-50%.

2. Усиление возможно, если снижение несущей способности стены составляет менее 15% (при наличии трещин) или более 50%, однако при этом требуется технико-экономическое обоснование.

После принятия соответствующего решения выбирают конструкцию усиления и необходимые для этого материалы.

Усиление простенков и перемычек

Простенки и перемычки относятся к наиболее нагруженным участкам стен и поэтому часто подвергаются усилению. Традиционно для усиления простенков используют стальные и железобетонные обоймы, хотя в некоторых случаях целесообразно оштукатуривание по сетке или обкладывание кирпичом.

При небольших вертикальных и наклонных трещинах простенки усиливают арматурными сетками из проволоки диаметром 3-5 мм с ячейкой 100×100 мм (табл.2.12, п.1). Сетки сваривают, образуя замкнутый контур. Для лучшего прилегания сетки к стене используют штыри (гвозди) длиной 100-150 мм, забиваемые в швы кладки. На усиленный простенок наносят торкрет-бетон или слой штукатурки толщиной 15-20 мм.

При больших вертикальных трещинах простенок усиливают стальной обоймой (табл.2.12, п.2), которую монтируют по предварительно оштукатуренной и выровненной поверхности простенка. Обойма представляет собой конструкцию из продольных уголков 50×50 (45×45) мм и приваренных к ним планок из стальной полосы 50×5 мм с шагом 300-500 мм. При этом шаг планок не должен превышать наименьшего размера простенка. Чтобы создать предварительное напряжение в обойме и улучшить ее совместную работу с кирпичной кладкой, планки перед приваркой иногда нагревают до температуры 150-200°C. Однако такой способ преднапряжения обоймы достаточно трудоемок и сложен в исполнении, поэтому редко применяется. Более технологичным является преднапряжение обоймы с помощью струбцин или с помощью раствора, приготовленного на напрягающем (расширяющемся) цементе и нагнетаемого в зазор между уголками и кирпичной кладкой.

Простенки, имеющие сложную конфигурацию и поверхностные повреждения, усиливают с помощью железобетонной обоймы (табл.2.12, п.3). Обойму изготавливают из бетона класса В15-В20 и армируют пространственным каркасом, состоящим из продольных и поперечных стержней. Толщину железобетонной обоймы и площадь сечения продольной арматуры определяют расчетом.

Т а б л и ц а 2 . 1 2

Способы усиления (замены) простенка

№ п/п	Способ усиления. Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Материал, размеры
1	Оштукатуривание по сетке	1 2 3	Гвозди $l=100-150$ Сетка из проволоки, кл. Вр1 $\varnothing 3-5$ мм; ячейка 100×100 Цементно-песчаный раствор М100; $\delta=15-20$
2	Стальная обойма	4 5	Уголок $50 \times 50 \times 5$ Планки 50×5 с шагом $300-500$
3	Железобетонная обойма	6 7 8	Продольная арматура кл. АII, АIII $\varnothing 6-12$ Поперечная арматура кл. АI $\varnothing 6-8$ Бетон кл. В15-В20 $\delta=40-60$
4	Замена простенка	9 10 11 12 13	Стойки $\varnothing 150-200$ Доски $\delta=30-40$ Доски $\delta=50-60$ Деревянные клинья Новый простенок

В проекте усиления простенков большой длины (когда их длина в два и более раз превышает толщину) необходимо предусматривать постановку дополнительных связей, пропускаемых через кладку простенка.

При значительных разрушениях каменной кладки бывает целесообразной замена простенка на новый. Перекладывают (заменяют) простенок после предварительной разгрузки. С этой целью в смежные с простенком оконные проемы устанавливают деревянные стойки, которые для обеспечения жесткости и устойчивости расшивают досками. Нагрузку от перемычек на стойки передают через деревянные клинья, забиваемые враспор со стойкой (табл. 2.12, п.4). После устройства простенка зазор между новой и старой кладкой зачеканивают жестким раствором.

Важно отметить, что материалы для кладки нового простенка и ремонта стены должны иметь аналогичные физико-механические характеристики. Это позволяет исключить неравномерные деформации стены и возможное перенапряжение простенка.

Повреждение перемычек над дверными и оконными проемами обычно наблюдается в старых зданиях, имеющих большой физический износ, и характеризуется появлением вертикальных трещин и выпадением отдельных камней кладки.

Перемычки усиливают стальными уголками (швеллерами) или железобетонными балочками, устанавливаемыми в предварительно устроенные гнезда (табл.2.13). Уголки усиления объединяют при сварке горизонтальными пластинами, а швеллеры – пластинами или болтами. Нагрузку от перемычки, воспринимаемую стальными элементами, передают на стены посредством подвески из полосовой стали или через стальные балочки уголкового или швеллерного профиля, заложенные в пробитые в стене отверстия. После монтажа элементов усиления все пробитые в стене отверстия зачеканивают мелкозернистым бетоном класса В15-В20, приготовленным на безусадочном цементе.

Обобщая рассмотренные выше методы восстановления эксплуатационных качеств простенков и перемычек, следует указать на индивидуальность подхода к усилению в каждом конкретном случае. При этом предпочтение надо отдавать такому методу, при котором эффект усиления достигается при минимальном расходе материалов и малой трудоемкости восстановительных работ.

Таблица 2.13

Усиление перемычек

№ п/п	Вид усиления Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Материал, размеры
1	Усиление уголками	1 2 3 4	Л100×100×8 Планка 40×4 Л100×100×8 Раствор М100
2	Усиление уголками с подвеской	1 2 3 4	Л100×100×8 Планка 40×4 Подвеска 50×6(8) Тяж Ø20...30
3	Усиление швеллерами	1 2	[№12 Болт Ø12
4	Усиление железобетонными балками	1 2	Монолитная железобетонная балка (перемычка) Анкера Ø10 с шагом 200

Усиление стен в зоне местного сжатия

Местное сжатие (смятие) возникает в том случае, когда нагрузка от элементов перекрытия (балок, плит) передается только на часть сечения стены. При малой площади опирания конструкции или при отсутствии распределительных устройств сжимающие напряжения могут превысить величину расчетного сопротивления кладки на смятие, в результате чего происходит ее разрушение. Причинами резкого увеличения сжимающих напряжений могут явиться большая подвижка элементов перекрытий, вызванная значительными деформациями здания от просадки грунта основания или в результате оползня, и уменьшение длины площадки опирания.

Характерными признаками разрушения при смятии являются короткие трещины и раздробление отдельных камней в зоне передачи нагрузки.

Усиление кладки при смятии, как правило, осуществляется в результате:

- увеличения площади опирания конструкции с помощью металлических или железобетонных стоек, усилие от которых передается на стену вне зоны разрушения;
- передачи нагрузки от конструкции на стойку, врезанную в стену или пилястру и опирающуюся на фундамент;
- увеличения площади опирания конструкций на стену посредством стального пояса, закрепленного в зоне разрушения кладки;
- устройства под концом балки (фермы) распределительной железобетонной подушки.

Некоторые конструктивные решения, используемые при усилении (разгрузке) стены в зоне местного смятия, представлены в табл.2.14.

При устройстве распределительной подушки стену разгружают, подводя временную опору под балку. Затем разрушенную часть кладки высотой 2-3 ряда удаляют, на ее месте устанавливают железобетонную подушку, армированную пространственным каркасом или сетками. Временные опоры убирают при достижении бетоном требуемой прочности.

Для предотвращения внезапного обрушения элементов перекрытия в результате больших прогрессирующих деформаций здания бывает целесообразно отказаться от усиления зоны смятия и использовать заанкеривание элементов непосредственно в несущих стенах. Это оправданно в том случае, когда отсутствуют признаки смятия кладки, но не исключена возможность их скорого появления. Способы заанкеривания конструкций в зоне местного смятия кладки представлены в табл.2.15.

Заанкеривание осуществляют посредством анкерных тяжей, пропущенных через стену и приваренных к продольной арматуре конструкции или стальной распределительной пластине. Работы по заанкериванию балок обычно включают: пробивку в стене отверстий, установку анкерующих устройств и включение их в работу, замоноличивание отверстия в стене жестким раствором. Разгрузка балок в этом случае не производится.

Т а б л и ц а 2 . 1 4

Усиление (разгрузка) стены в зоне местного смятия

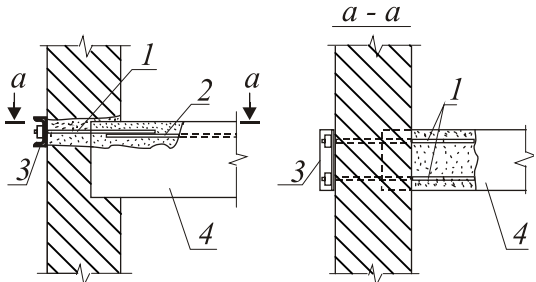
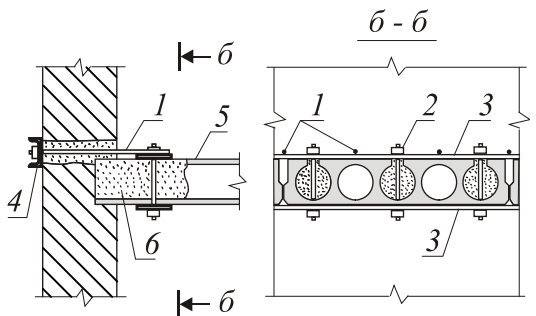
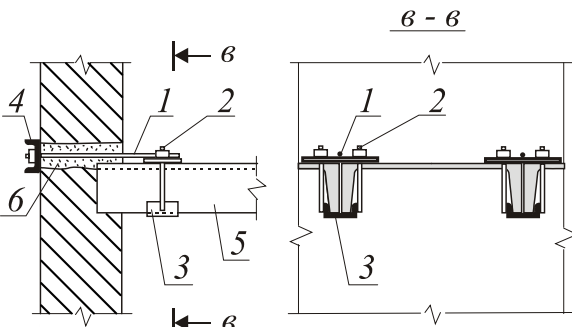
№ п/п	Способ усиления Эскиз усиления	Элемент усиления	
		№ поз.	Материал, размеры
1	Усиление короткими стойками	1 2 3 4 5	Балка покрытия Стойка усиления Стальной пояс [18...20 Болт Ø12...16 Зона смятия
2	Усиление врезной стойкой	1 2 3	Балка покрытия Врезанная в стену железобетонная стойка Зона смятия
3	Усиление поясом	1 2 3 4	Плиты покрытия Стальной пояс [18...20 Болт Ø12...16 Зона смятия

Процесс заанкеривания пустотных плит, как правило, более трудоемкий и выполняется в следующем порядке:

- просверливают отверстия в стене;
- разгружают плиту;
- разбивают верхнюю полку над пустотами и вставляют анкерующие устройства;

Таблица 2.15

**Заанкеривание конструкций
в зоне местного смятия кирпичной кладки стены**

№ п/п	Способ усиления Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Материал, размеры
1	Заанкеривание балок 	1 2 3 4	Анкерный стержень Ø20...25 Арматура балки Швеллер [12...14 Балка перекрытия
2	Заанкеривание пустотных плит 	1 2 3 4 5 6	Анкерный стержень Ø20...25 Болт Ø20 Пластина 120×8 Швеллер 12...14 Пустотная плита Бетон кл.В25
3	Заанкеривание ребристых плит 	1 2 3 4 5 6	Анкерный стержень Ø20...25 Болт Ø20 Швеллер [20 Швеллер [12...14 Ребристая плита Бетон кл.В25

- заполняют пустоты бетоном;
- монтируют остальные элементы усиления, натягивая их с помощью гаек, после набора бетоном проектной прочности;
- заделывают отверстия в стене жестким раствором.

Последовательность работ по заанкериванию ребристой плиты в основном состоит из аналогичных операций за исключением тех, которые связаны с усилением пустот.

Следует отметить, что способы усиления стен в зоне смятия не ограничиваются вышеприведенными и могут быть существенно расширены применительно к конкретным условиям (опирание перемычек, балконных плит и пр.).

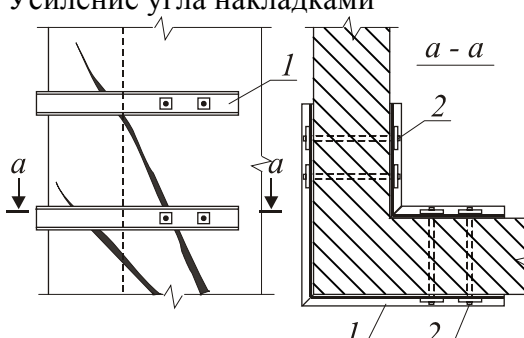
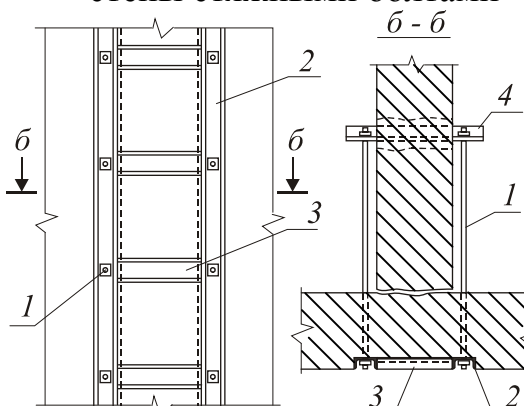
Усиление стен в зоне локальных трещин

Трещины в стенах разделяют на локальные и магистральные. Подобное деление условно, однако существуют некоторые ориентиры, уточняющие эти понятия. Так, к локальным обычно относят трещины, имеющие небольшую протяженность и ширину раскрытия. Они обычно появляются в зонах местной перегрузки стен в углах, у мест сопряжения продольных стен с поперечными, в перегородках и т.п.

Усиливают стены с локальными трещинами с помощью стальных накладок, воспринимающих растягивающие напряжения в кладке (табл. 2.16).

Т а б л и ц а 2 . 1 6

Усиление стен в зоне локальных трещин

№ п/п	Способ усиления Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Материал, размеры
1	Усиление угла накладками 	1 2	Накладка [10...14 $l=1500...3000$ Болт $\varnothing 14...18$
2	Усиление зоны отрыва поперечной стены стяжными болтами 	1 2 3 4	Стяжные болты $\varnothing 20$ Продольные накладки [12...16 Поперечные накладки [12...16 Анкерные балочки L100×8

Так, при появлении трещин в углах здания усиление производят накладками из швеллера, уголка или полосовой стали. Накладки размещают на внутренней и наружной поверхностях стены и соединяют с помощью болтов, проходящих через заранее просверленные отверстия. Длину накладок назначают в пределах 1,5-3 м, в зависимости от вида и степени разрушения.

Усиление зоны сопряжения продольной и поперечной стен при отрыве последней осуществляют болтами и накладками. Болты располагают по высоте стены с интервалом 0,8-1,5 м. Усилие сжатия от болтов передают на наружную стену через продольные накладки, а на внутреннюю – через анкерные балочки, закладываемые в отверстия, пробитые в стене и заделанные мелкозернистым бетоном. Для увеличения жесткости сопряжения продольные накладки соединяют на сварке поперечными элементами: швеллерами или уголками. Шаг поперечных элементов принимают таким же, как и стяжных болтов.

Следует отметить, что при разработке проекта усиления стен в зоне локальных трещин требуется особая тщательность, с анализом причин трещинообразования. Известны случаи, когда в результате прогрессирующих деформаций здания локальные трещины перерастали в магистральные большой протяженности и ширины раскрытия. Кроме того, существует возможность появления трещин той же направленности, что и первоначальная, но располагающихся за пределами локального усиления.

Из-за сложности расчетной схемы стены с локальной трещиной конструкцию усиления обычно не рассчитывают, а принимают в соответствии с рекомендациями, основанными на практическом опыте. Проектное решение считается удовлетворительным, если принятые размеры усиливающих элементов примерно равнопрочны и возможность дальнейшего роста трещин исключается.

Усиление стен и остова здания при магистральных трещинах и значительных деформациях

Магистральные трещины характерны тем, что распространяются на всю высоту стены, разделяя ее на отдельные части. Причиной образования таких трещин обычно является неравномерная осадка фундаментов или большие температурные деформации здания. С образованием магистральных трещин коробка здания как бы разделяется на отдельные блоки, деформируемые самостоятельно при силовых и температурных воздействиях. Если трещины образуются в углах здания, то возможна потеря устойчивости или отрыв торцевой стены.

Традиционным способом усиления стен при потере устойчивости является устройство кирпичных или железобетонных контрфорсов, которые устанавливают на всю высоту стены или часть ее. Под контрфорсы

устраивают отдельные фундаменты, проверяемые расчетом на прочность, скольжение и опрокидывание.

При значительных деформациях здания и наличии магистральных трещин для усиления стен применяют металлические напряженные пояса, устанавливаемые на уровне междуэтажных перекрытий. Способы усиления стен при магистральных трещинах представлены в табл.2.17.

Практика показывает, что металлическим поясом (бандажом) можно усиливать как отдельные стены, так и коробку здания в целом. В первом случае пояс состоит из стальных тяжей круглого профиля, располагаемых на внутренней и наружной поверхностях стены, и опорных балок швеллерного или коробчатого типов. Натяжение пояса производят гайками в торце стены. Во втором случае пояс состоит из тяжей и уголков, однако тяжи преимущественно располагают на наружной поверхности стен. Натяжение пояса осуществляют с помощью стальных муфт с правой и левой резьбой, размещаемых в средней части тяжей. Усилие натяжения пояса в обоих случаях контролируют по показаниям динамометрического ключа, а при отсутствии его – по внешним признакам. При нормальном натяжении тяжи не провисают и при легком ударе молотка издают звук высокого тона.

Нужно отметить, что в процессе эксплуатации усилие в поясах непостоянно и изменяется при колебаниях температуры внешней среды. Для стабилизации усилий натяжения пояса авторами были разработаны стабилизирующие устройства, конструкция и методика расчета которых рассмотрены ниже.

Для сохранения облика фасадов, если это позволяет толщина стен, элементы пояса укладывают в заблаговременно устроенные штрабы сечением 70×80 мм, которые после монтажа и натяжения пояса заделывают кирпичом и оштукатуривают.

Расчет сечения поясов, как показывает опыт, достаточно сложная инженерная задача, правильное решение которой зависит от целого ряда параметров, среди которых геологические характеристики грунта основания, вид магистральной трещины, прочностные характеристики каменной кладки и пр. В практических расчетах усилие, по которому устанавливают площадь поперечного сечения тяжей, обычно определяют по приближенной формуле

$$N=0,2R_{sq}l\delta,$$

где R_{sq} – расчетное сопротивление кладки на срез по неперевязанному шву;

l, δ – соответственно длина и толщина стены;

0,2 – эмпирический коэффициент.

Усиление стен при магистральных трещинах

№ п/п	Способ усиления. Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Материал, размеры
1	Усиление контрфорсами Усиление поясом отдельной стены	1	Железобетонный контрфорс $\delta = 300 \dots 500$
2	Усиление поясом коробки здания	1 2 3	Тяж $\varnothing 20 \dots 30$ Накладка [12...16 Бетон кл. В25
3	Усиление поясом коробки здания	1 2 3	Тяж $\varnothing 20 \dots 30$ Стяжная муфта $\varnothing 20 \dots 30$ Накладка L 100×8 (L 140×10)

Анализ показывает, что при значительной протяженности здания использование указанной формулы приводит к большому перерасходу металла на усиление. Более экономичное решение достигается при расчете поясов из условия равновесия моментов по методике, разработанной на кафедре строительных конструкций Пензенского ГУАС. Следует, однако, подчеркнуть, что выбор расчетной схемы и метод решения данной задачи всегда индивидуальны и зависят главным образом от характера трещин и причин, побуждающих их раскрытие.

Конструирование и расчет стабилизирующих устройств

При наличии сквозных широко раскрытых трещин кирпичные стены усиливают автономно. Для этого на усиливаемой стене с внешней и внутренней сторон устанавливают стальные тяжи, которые посредством поперечных балок-швеллеров замыкают в пояс. Тяжи натягивают с помощью гаек или стягивающих муфт. Следует отметить, что при усилении стен неотапливаемых зданий использование стального пояса оказывается неэффективным из-за больших температурных деформаций металла, в результате которых изменяется усилие натяжения пояса и трещины "дышат". Для стабилизации натяжения пояса разработано специальное пружинное устройство (стабилизатор), размещаемое под поперечной балкой (рис. 2.14). Оно состоит из распределительной плиты 2, упорного уголка 3 и изогнутой стальной пластины-рессоры 4. Стабилизация усилия натяжения при температурных деформациях пояса достигается за счет упругой работы рессоры. Расчет рессоры, обеспечивающей стабилизацию натяжения пояса, рассмотрим на примере.

Пример 2.10. Требуется проверить расчетом стабилизирующее устройство, обеспечивающее усилие натяжения пояса от 20 до 40 кН (рис. 2.14).

Исходные данные

Длина стального пояса $l=30$ м, максимальные значения температур наружного воздуха: июль $+30^{\circ}\text{C}$, январь -30°C ; коэффициенты температурного расширения: стали $\alpha_{ts} = 120 \cdot 10^{-7}$, кирпичной кладки $\alpha_{tk} = 50 \cdot 10^{-7}$. Стабилизирующее устройство состоит из одной изогнутой пластины-рессоры. Длина рессоры $l_p = 0,5$ м, ширина $b_p = 0,4$ м, толщина $\delta = 8$ мм, выгиб $f_b = 35$ мм, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа. Расчетная схема рессоры дана на рис. 2.15.

Решение

Находим относительное удлинение стальных тяжей при изменении температуры наружного воздуха на 30°C :

$$\Delta l = (\alpha_{ts} - \alpha_{tk}) \Delta t \cdot l \cdot 10^3 = (120 - 50) 10^{-7} \cdot 30 \cdot 30 \cdot 10^3 = 6,3 \text{ мм}.$$

Определяем момент инерции сечения рессоры:

$$I_p = \frac{b_p \delta^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,008^3}{12} = 17,1 \cdot 10^{-9} \text{ м}^4.$$

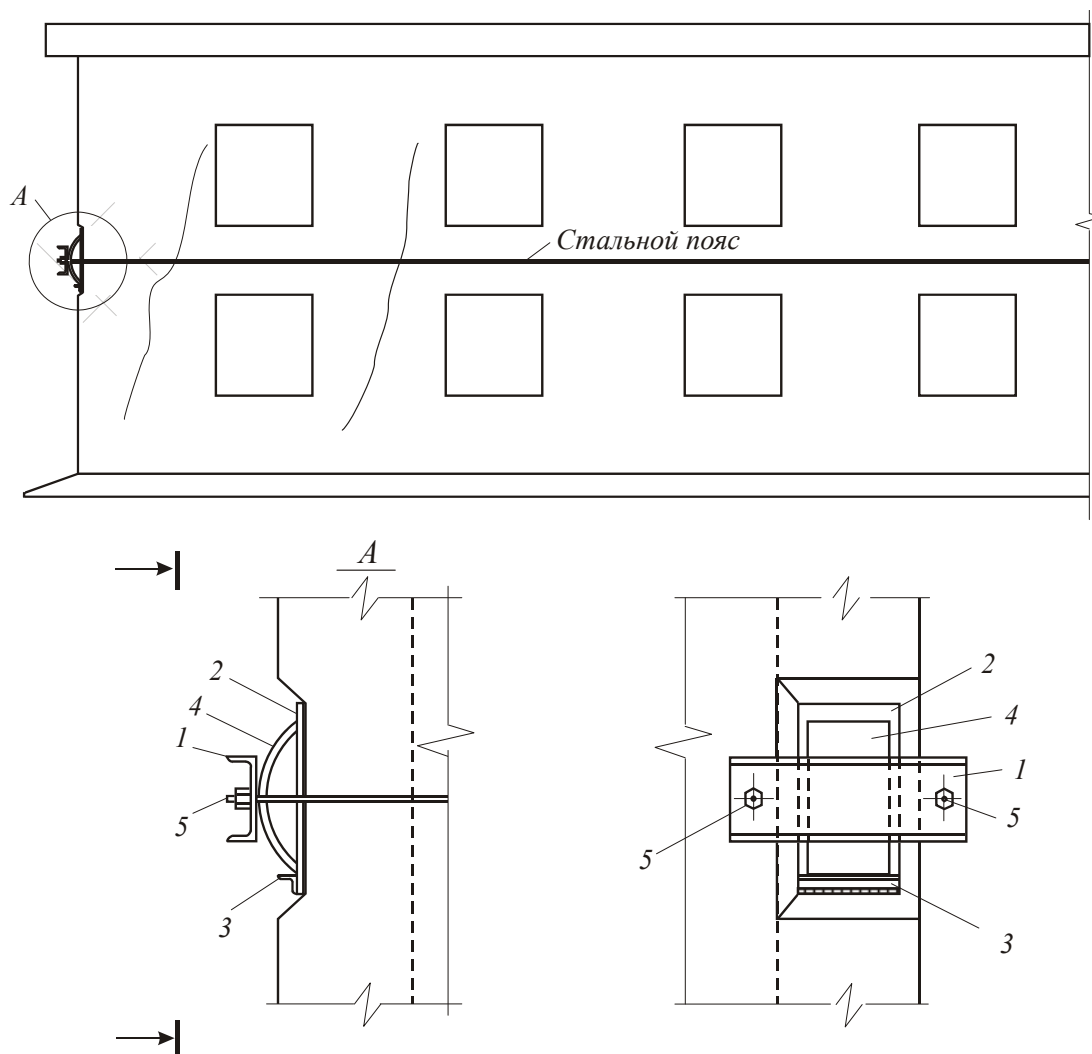


Рис.2.14. Усиление кирпичной стены поясом со стабилизирующим устройством:
 1 – поперечная балка (швеллер); 2 – распределительная плита;
 3 – упорный уголок; 4 – рессора; 5 – тяж (стержень)

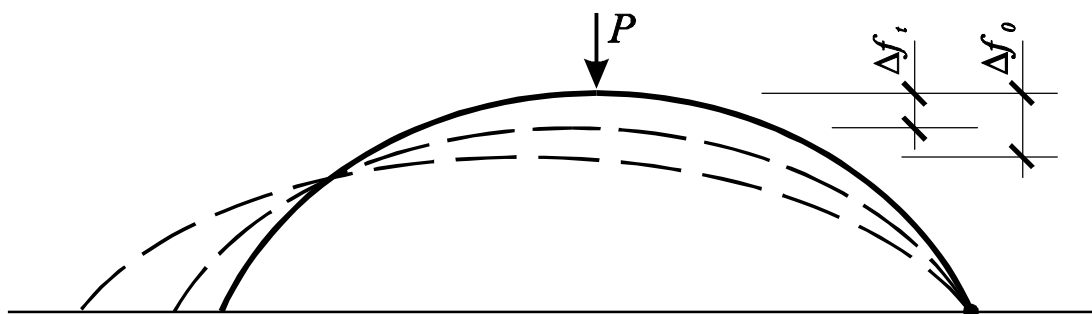


Рис. 2.15. Расчетная схема рессоры

Вычисляем перемещение центра рессоры при натяжении пояса $P_0=30$ кН (температура воздуха 0°C):

$$\Delta f_0 = \frac{P_0 \cdot l_p^3}{48 E_s \cdot I_p} = \frac{30 \cdot 0,5^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 17,1 \cdot 10^{-9}} = 0,021 = 21 \text{ мм}.$$

Находим перемещение центра рессоры и усилие в поясе при $t = +30^\circ\text{C}$:

$$\Delta f_{(+30)} = \Delta f_0 - \Delta l = 21 - 6,3 = 14,7 \text{ мм};$$

$$P_{(+30)} = \frac{\Delta f_{(+30)} \cdot P_0}{\Delta f_0} = \frac{14,7 \cdot 30}{21} = 21 \text{ кН}.$$

Определяем перемещение центра рессоры и усилие в поясе при $t = -30^\circ\text{C}$:

$$\Delta f_{(-30)} = \Delta f_0 + \Delta l = 21 + 6,3 = 27,3 \text{ мм} < f_b = 35 \text{ мм};$$

$$P_{(-30)} = \frac{\Delta f_{(-30)} \cdot P_0}{\Delta f_0} = \frac{27,3 \cdot 30}{21} = 39 \text{ кН}.$$

Для стабилизации напряжений стального пояса, расположенного по контуру здания, целесообразно использовать стабилизаторы, состоящие из спиральных пружин. При этом пружины включаются в цепь пояса и располагаются по торцам здания (рис. 2.16).

Способ подбора пружин рассмотрим на примере.

Пример 2.11. Требуется подобрать пружину для стабилизатора, обеспечивающего усилие натяжения пояса в пределах от 15 до 20 кН ($\Delta P = 20 - 15 = 5$ кН).

Исходные данные

Максимальная длина тяжей пояса $l = 30$ м. Удлинение тяжа относительно кирпичной стены при изменении температуры наружного воздуха на 40°C $\Delta l = 8,4$ мм.

Решение

Задаемся наружным диаметром пружины $d = 100$ мм с максимальным усилием сжатия в пределах 20...25 кН.

Пользуясь справочником [43, табл.2.7], выбираем пружину II класса N5417 со следующими геометрическими и рабочими характеристиками: диаметр заготовки (проволоки) $\alpha = 20$ мм, шаг пружины $t = 27,3$ мм, максимальная деформация пружины $F_3 = 84$ мм, рабочая деформация $F_2 = 63$ мм; сила пружины при деформации: максимальной – $P_3 = 22,4$ кН; рабочей – $P_2 = 16,8$ кН; высота пружины $H_0 = 334$ мм.

Определяем падение усилия в сжатой пружине при удлинении тяжа $\Delta l_1 = 8,4$ мм по формуле

$$\Delta P = \frac{\Delta l_1 \cdot P_3}{F_1} = \frac{8,4 \cdot 22,4}{84} = 2,24 \text{ кН} < 5 \text{ кН},$$

то есть условие выполняется.

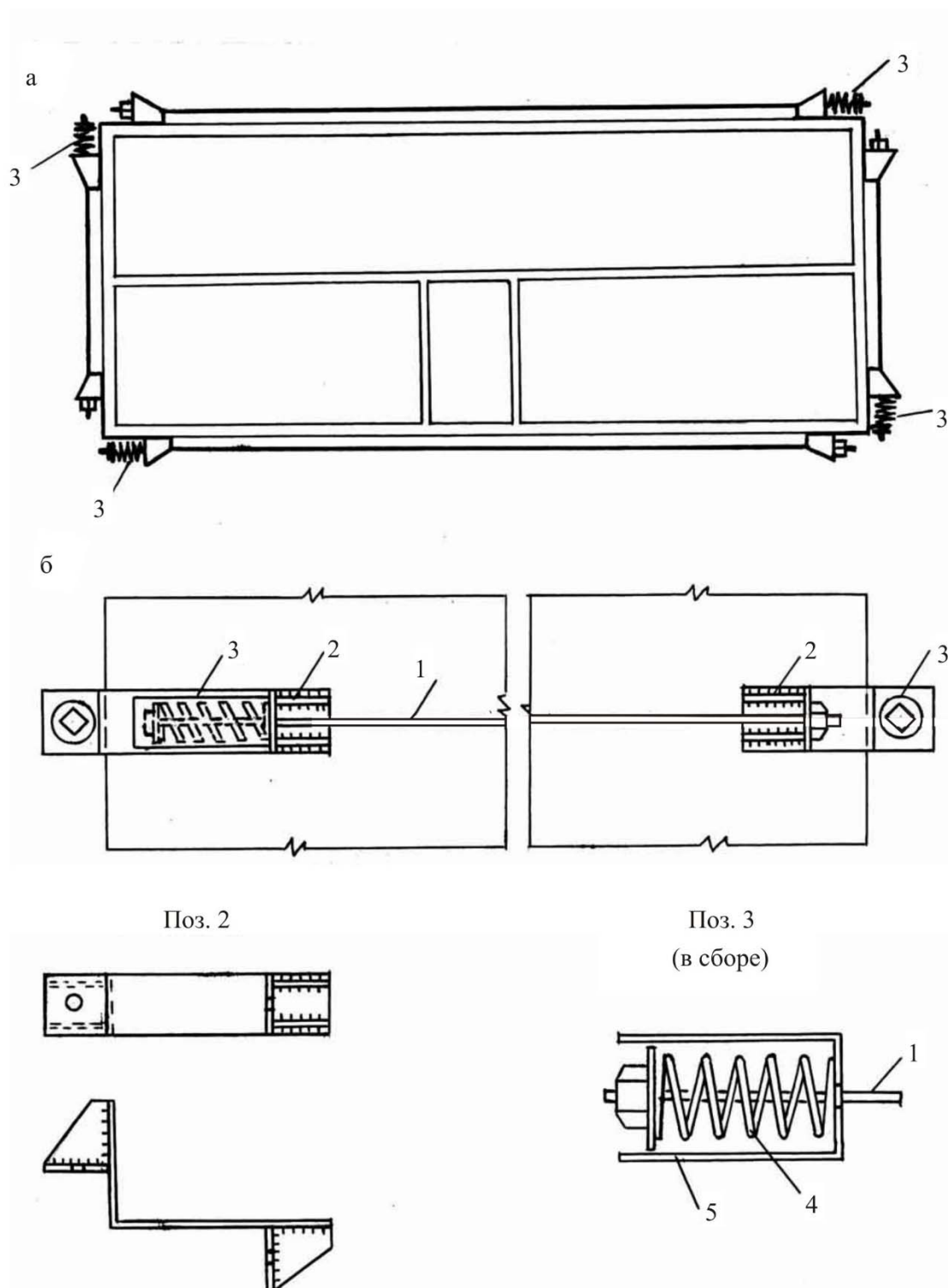


Рис.2.16. Стабилизация напряжений в поясе:
а – план здания; б – фрагмент фасада; 1 – стальной пояс;
2 – монтажный столик; 3 – пружинный стабилизатор (в сборе);
4 – пружина сжатая; 5 – стальной цилиндр

Для стабилизации значительных (70-80 кН) усилий натяжения пояса эффективно применение стабилизатора, состоящего из двух пружин "одна в другой". Например, пружины N7108 (диаметр 170 мм) и N5417 (диаметр 100 мм) обеспечивают стабилизацию усилия порядка 76 кН. Важным требованием при выборе пары пружин является их одинаковая высота.

При отсутствии стандартных могут использоваться и нестандартные пружины, рассчитываемые на работу в паре по условию совместности деформаций.

Пример 2.12. Требуется определить усилие и осадку каждой из пары пружин стабилизирующего устройства при усиллии натяжения тяжей $P=80$ кН.

Исходные данные

Пружины свиты из проволоки одного диаметра $d=20$ мм, имеющие одинаковое число витков $n=10$. Высота наружной и внутренней пружин в свободном состоянии одинаковая. Радиус осевой линии витка наружной пружины $R_1=0,08$ м, внутренней $R_2=0,05$ м. Модуль упругости при сдвиге $G = 8 \cdot 10^4$ МПа.

Решение

Обозначим через P_1 и P_2 усилия, приходящиеся на каждую из пружин. Составим уравнение равновесия:

$$P_1 + P_2 = P \text{ или } P_1 + P_2 = 80 \text{ кН.}$$

Обозначим через λ_1 и λ_2 величины осадки соответственно наружной и внутренней пружин. Составим условие совместности деформаций:

$$\lambda_1 = \lambda_2.$$

Запишем выражения для определения деформаций:

$$\frac{64P_1R_1^3n}{Gd^4} = \frac{64P_2R_2^3n}{Gd^4}.$$

После упрощения получим:

$$P_1R_1^3 = P_2R_2^3,$$

$$5,12 \cdot 10^{-4}P_1 = 1,25 \cdot 10^{-4}P_2,$$

откуда $P_2 = 4,1P_1$.

Подставим значение P_2 в уравнение равновесия:

$$P_1 + 4,1P_1 = 80 \text{ кН,}$$

откуда $P_1 = 15,69$ кН, $P_2 = 80 - 15,69 = 64,31$ кН.

Определяем осадку пружин.
для наружной пружины

$$\lambda_1 = \frac{64P_1R_1^3n}{Gd^4} = \frac{64 \cdot 15,69 \cdot 0,08^3 \cdot 10}{8 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 0,02^4} = 0,4 \text{ м.}$$

для внутренней пружины

$$\lambda_2 = \frac{64P_2R_2^3n}{Gd^4} = \frac{64 \cdot 64,31 \cdot 0,05^3 \cdot 10}{8 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 0,02^4} = 0,4 \text{ м,}$$

то есть условие совместности деформации выполняется.

Находим касательные напряжения, возникающие в витках наружной и внутренней пружин:

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \frac{16P_1R_1}{\pi d^2} \left(1 + \frac{d}{4R_1} \right) = \frac{16 \cdot 15,69 \cdot 0,08}{3,14 \cdot 0,02^2} \left(1 + \frac{0,02}{4 \cdot 0,08} \right) = \\ &= 16986 \text{ кН/м}^2 = 16,986 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_2 &= \frac{16P_2R_2}{\pi d^2} \left(1 + \frac{d}{4R_2} \right) = \frac{16 \cdot 64,31 \cdot 0,05}{3,14 \cdot 0,02^2} \left(1 + \frac{0,02}{4 \cdot 0,05} \right) = \\ &= 45058 \text{ кН/м}^2 = 45,058 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

$$\tau_1 < R_s ; \tau_2 < R_s.$$

Условия выполняются.

Усиление кирпичных столбов

Усиление кирпичных столбов производят теми же методами, что и усиление простенков, т.е. с помощью железобетонных и стальных обоев. Эффективность применения обоев зависит от конкретных условий усиления, а также наличия необходимых материалов. При этом наиболее простым по исполнению считается усиление стальной обоей, состоящей из продольных уголков и поперечных планок. Однако следует учитывать, что в условиях резкого удорожания стали, а также при больших объемах усиления стальная обоеа может оказаться экономически нецелесообразной. Снизить металлоемкость обоей можно, если повысить эффективность ее работы в составе каменной конструкции. Одним из таких способов является передача нагрузки непосредственно на продольные уголки обоей, что, однако, не всегда возможно в условиях реконструкции.

Рассматриваемый метод усиления стальной обоей на натягающем (расширяющемся) цементе позволяет существенно повысить ее эффективность даже в том случае, если отсутствует непосредственная передача на нее нагрузки.

Это достигается следующим образом (рис.2.17):

- к усиливаемому элементу с помощью проволочных хомутов или струбцин крепят уголки;
- элемент оштукатуривают заподлицо с наружной поверхностью уголков;
- к уголкам с заданным шагом приваривают предварительно отрихтованные (спрямленные) поперечные планки, добиваясь плотного их прилегания к оштукатуренной поверхности усиливаемого элемента. После этого струбцины (хомуты) снимают;
- в торцах на глубину 50-70 мм зачеканивают зазоры между уголками и кладкой;
- в резьбовое отверстие 3 вворачивают штуцер раствора насоса 4, через который закачивают раствор, приготовленный на расширяющемся цементе. Наполнение раствором контролируют с помощью специальных выпускных отверстий 5. Последовательно заполняют раствором полости и другие углы усиливаемого элемента;
- детали обоймы защищают антикоррозионным покрытием или оштукатуривают по сетке.

Растворная смесь готовится в растворомешалке небольшими порциями и используется в течение 2-х часов. Для приготовления раствора применяются напрягающие цементы марок НЦ-10 НЦ-20 (ТУ 21-20-48-82 и ТУ 21-20-18-80), песок с модулем крупности 1-1,5 (ГОСТ 8736-93).

Устройство стальной обоймы выше приведенным способом в сравнении с традиционным позволяет дополнительно на 15-20% увеличить несущую способность усиливаемого элемента. Положительный эффект достигается как за счет ощутимого преднапряжения обоймы, так и вследствие хорошего сцепления арматуры (уголков) с раствором наполнения, а через него и с кирпичной кладкой.

Исследования показывают, что по эффективности сдерживания поперечных деформаций кирпичной кладки указанная обойма приближается к железобетонной.

Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленной стальной обоймой по предложенному методу, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, можно производить по формуле

$$N \leq \varphi \psi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A_s^1 \right],$$

где N – продольная сила;

A – площадь сечения усиливаемой кладки;

A_s^1 – площадь сечения продольных уголков;

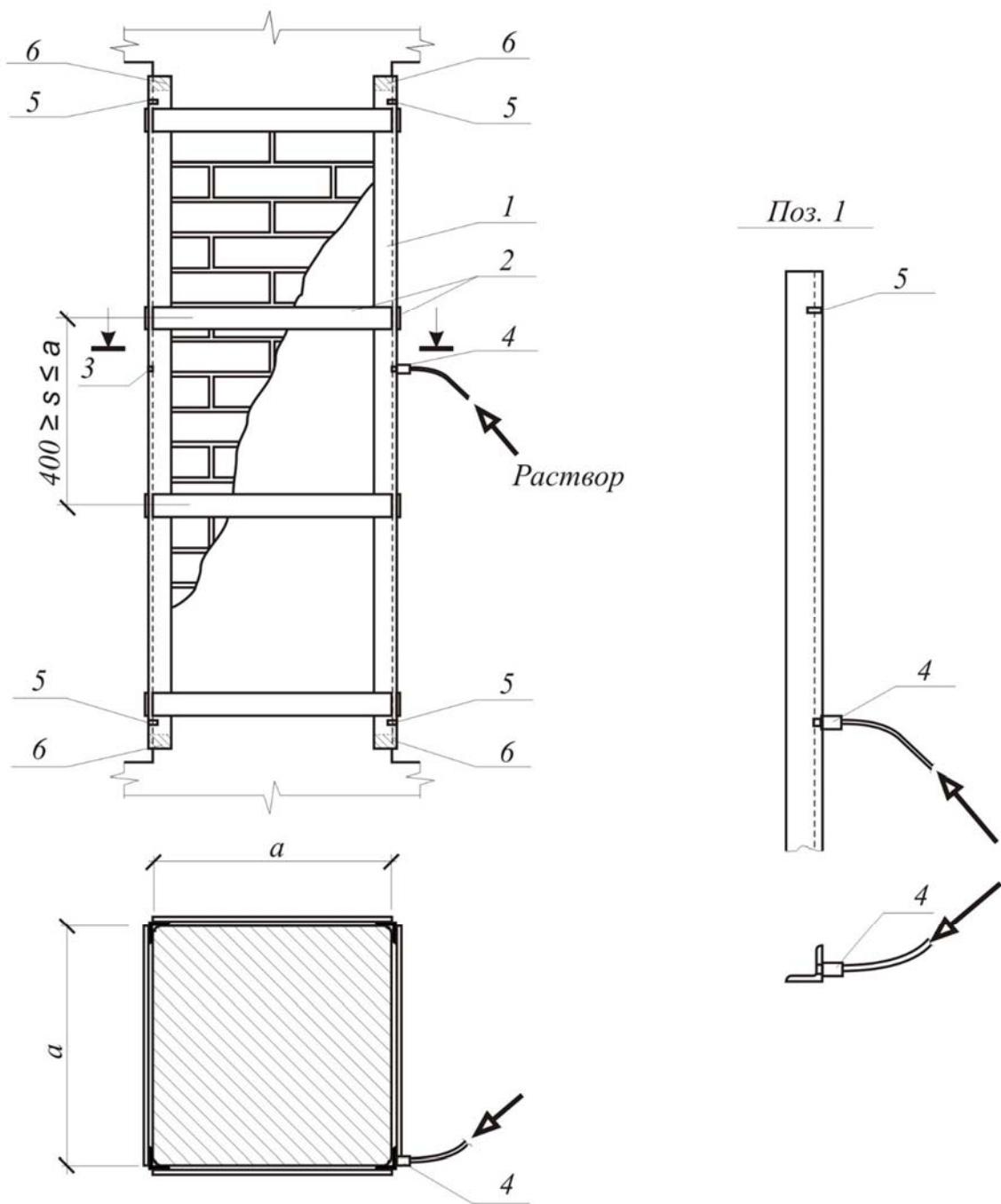


Рис.2.17. Схема усиления кирпичного простенка стальной облоймой:
 1 – уголок; 2 – планка; 3 – резьбовое отверстие $\varnothing 12$ мм; 4 – штуцер;
 5 – контрольное отверстие $\varnothing 3$ мм; 6 – зона зачеканивания

- R_{SW} – расчетное сопротивление поперечных планок назначаемое в соответствии с [40, табл.10];
- R_{SC} – расчетное сопротивление уголков [40, табл.10];
- φ – коэффициент продольного изгиба;
- m_q – коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки;

m_k – коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным: 1 – для кладки без повреждений и 0,7 – для кладки с трещинами;
 μ – процент армирования поперечными планками,

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbS} \cdot 100,$$

где h и b – размеры сторон усиливаемого элемента;

S – расстояние между осями поперечных планок, принимаемое не более 50 см ($h \geq S \leq b$).

Коэффициенты ψ и η принимаются при центральном сжатии $\psi = 1$; $\eta = 1$, при внецентренном сжатии определяются по формулам:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h};$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h},$$

где e_0 – эксцентриситет приложения сжимающей силы N .

Пример 2.13. В связи с реконструкцией здания, требуется усилить кирпичный простенок.

Исходные данные: Сечение простенка $b \times h = 64 \times 64$ см. Расчетная нагрузка $N = 630$ кН. Расчетный эксцентриситет $e_0 = 5$ см. Расчетная высота простенка $l_0 = 2,8$ м.

Кирпич глиняный, пластического прессования марки 75, раствор марки 25, $R = 1,1$ МПа; $\alpha = 1000$.

Кладка имеет повреждения $m_k = 0,7$. Вертикальные элементы стальной обоймы четыре уголка 50×50 мм = 19,2 см², $R_{SC} = 43$ МПа; поперечные планки из полосовой стали $R_{SW} = 150$ МПа.

Решение

Усиление стальной обоймой проектируем в двух вариантах:

1-й вариант – традиционный (по оштукатуренной поверхности простенка).

2-й вариант – на напрягающем цементе.

Находим общие расчетные параметры.

Коэффициенты:

$$m_g = 1;$$

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 5}{64} = 0,844;$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 5}{64} = 0,688.$$

$$\text{Гибкость } \lambda_{np}^h = \frac{l_0}{h} \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{280}{64} \sqrt{\frac{1000}{1000}} = 4,4.$$

Коэффициент $\varphi = 0,992$.

$$\varphi_1 = \varphi \left[1 - \frac{e_0}{h} \left(0,06 \frac{l_0}{h} - 0,2 \right) \right] = 0,992 \left[1 - \frac{5}{64} \left(0,06 \frac{280}{64} - 0,2 \right) \right] = 0,99.$$

Определяем составляющую усилия, которая воспринимается поперечными планками обоймы:

$$\begin{aligned} N_{II} &= \frac{N}{\psi \varphi_1} - m_g m_k R_A - R_{SC} A_S^1 = \\ &= \frac{630}{0,844 \cdot 0,99} - 0,7 \cdot 1,1 \cdot 10^3 \cdot 0,41 - 43 \cdot 10^3 \cdot 19,2 \cdot 10^4 = 356 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Пользуясь формулой [40, (71)], вычисляем требуемый процент поперечного армирования для 1-го варианта усиления:

$$\begin{aligned} N_{II} &= \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} A; \\ 356 &= 0,688 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \cdot 0,41, \end{aligned}$$

откуда $\mu_1 = 2,13\%$.

Принимаем шаг поперечных планок $S = 25$ см. Площадь поперечного сечения планки определяем по формуле

$$A_{s1} = \frac{\mu_1 h b S}{2(h + b) 100} = \frac{2,13 \cdot 64 \cdot 64 \cdot 25}{2(64 + 64) \cdot 100} = 8,52 \text{ см}^2.$$

Находим требуемый процент поперечного армирования для второго варианта усиления из формулы

$$\begin{aligned} N_{II} &= \eta \frac{3\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} A; \\ 356 &= 0,688 \frac{3\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \cdot 0,41, \end{aligned}$$

откуда $\mu_2 = 0,64\%$.

Площадь поперечного сечения планки при заданном шаге $S=25$ см будет равна:

$$A_{s2} = A_{s1} \frac{\mu_2}{\mu_1} = 8,52 \frac{0,64}{2,13} = 2,55 \text{ см}^2.$$

Таким образом, расход стали на поперечные планки при усилении по 2-му варианту сокращается примерно в 3,3 раза.

Примечание. Для восприятия сжимающей силы $N = 500$ кН (при тех же исходных данных) расход металла на поперечные планки во 2-м варианте будет меньше в 1,7 раза.

2.3. Усиление стальных конструкций

Необходимость усиления стальных конструкций вызывается рядом обстоятельств, наиболее характерными из которых являются аварии и пожары, ошибки проектирования, дефекты изготовления и монтажа, неправильная эксплуатация, низкое качество стали, увеличение временной нагрузки и др. В сравнении с железобетонными и каменными, стальные конструкции, как правило, имеют небольшую площадь поперечного сечения, высокую гибкость, поэтому они более чувствительны к перегрузкам.

Существует несколько способов усиления стальных конструкций, классификация которых представлена на рис.2.18.

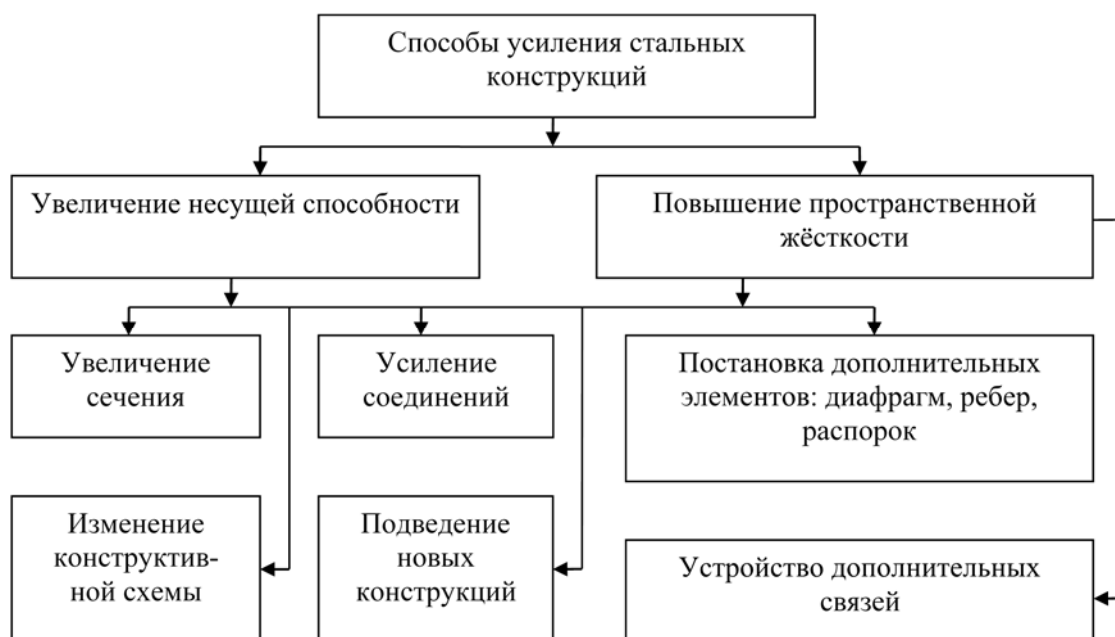


Рис.2.18. Способы усиления стальных конструкций

Для повышения эффективности усиления используются различные способы предварительного напряжения конструкций с помощью затяжек, шпренгелей и распорок.

Проект усиления разрабатывается в следующей последовательности:

- сбор и обобщение исходных данных;
- изучение вариантов усиления;
- расчет элементов усиления;
- расчет соединений элементов усиления;

- проверка общей и местной устойчивости усиливаемой конструкции на монтажные и эксплуатационные нагрузки.

Для усиления металлических конструкций в основном применяется сталь, хотя могут использоваться и другие материалы, такие, как бетон, железобетон, пластмасса или дерево.

Элементы усиления изготавливаются преимущественно из углеродистой стали марок ВСтЗсп5, ВСтЗпс6, ВСтЗкп2, 10Г2С1.

При назначении марки металла, марки электродов и способа ведения сварочных работ руководствуются требованиями нормативных документов: СНиП 3.03.01-87, РСН 342-86 и др.

Усиление стальных балок

Стальные балки, эксплуатируемые при статической нагрузке, долговечны и обычно не нуждаются в усилении. Однако при динамических воздействиях, связанных главным образом с работой кранового оборудования, часто возникают опасные трещины в поясных швах и стенке балок – в этих случаях усиление необходимо. Кроме того, балки усиливаются при реконструкции зданий в связи с увеличением полезной нагрузки.

Существует несколько способов усиления балок, среди которых наращивание сечения, устройство шпренгелей и затяжек, изменение конструктивной схемы, подведение жестких и упругих опор.

При выборе способа усиления анализируется статическая схема работы балки, а также учитываются наличие повреждений, степень перегрузки и другие факторы, каким-либо образом влияющие на характер и эффективность усиления.

В зданиях с ограниченной высотой помещений, где по условиям интерьера или технологии невозможно использование дополнительных опор или шпренгелей для усиления, применяется наращивание сечения в пределах существующих габаритов балки или с небольшим отклонением. Для этой цели обычно используются стальные полосы, стержни, уголки и другие профили. Элементы усиления располагаются таким образом, чтобы был минимальный объем потолочной сварки.

Н а р а щ и в а н и е с е ч е н и я может быть симметричным (рис.2.19,а) и несимметричным (рис.2.19,б). Симметричное наращивание считается предпочтительным, так как при этом достигается равномерное распределение напряжений и деформаций в сечении нагруженной балки.

Усиление наращиванием целесообразно в том случае, если максимальные напряжения в элементах балки не превышают 80% от расчетного сопротивления стали R_y . Для этого балка разгружается за счет снятия временной и, по возможности, части постоянной нагрузки.

При невозможности разгрузки балка поддомкрачивается с помощью специальной раздвижной стойки, состоящей из двух труб разного диаметра, с малым зазором входящих одна в другую.

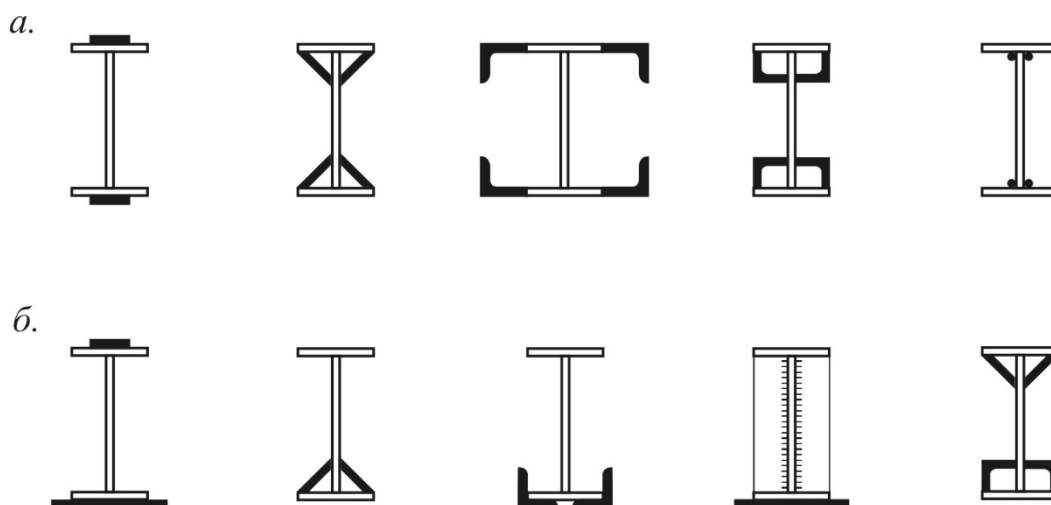


Рис. 2.19. Способы усиления балок наращиванием сечения:
а – симметричное наращивание сечения;
б – несимметричное наращивание сечения

Усиление балки наращиванием (рис.2.20) производится в следующей последовательности:

- к усиливаемой балке с помощью струбцин или "прихватыванием" сваркой прикрепляется лист усиления I;
- в середине балки устанавливается раздвижная стойка 2, выверяется её вертикальность по отвесу, а затем с помощью клина 3 закрепляется враспор с балкой;
- устанавливаются домкраты 4 и подключаются к общей насосной станции;
- поддомкрачиванием создается обратный выгиб балки;
- в зазор, образовавшийся между торцом внутренней трубы и балкой, вставляется новый клин, фиксирующий выгиб;
- сбрасывается давление в домкратах, и производятся сварочные работы по усилению вначале нижнего пояса балки, а затем – стенки и верхнего пояса;
- после завершения работ по усилению балка вновь поддомкрачивается, выбивается клин, демонтируются стойка и домкраты.

Следует отметить, что использование раздвижной стойки целесообразно при малой высоте помещения, когда не требуется проведения специальных мероприятий, обеспечивающих ее устойчивость.

Усиление шпренгелем достаточно эффективно, так как позволяет существенно увеличить несущую способность балки без её демонтажа. Это обусловлено тем, что шпренгель изменяет статическую схему работы

балки, превращая ее из однопролетной в многопролетную на упругоподатливых или, при соответствующем натяжении шпренгеля, жестких опорах.

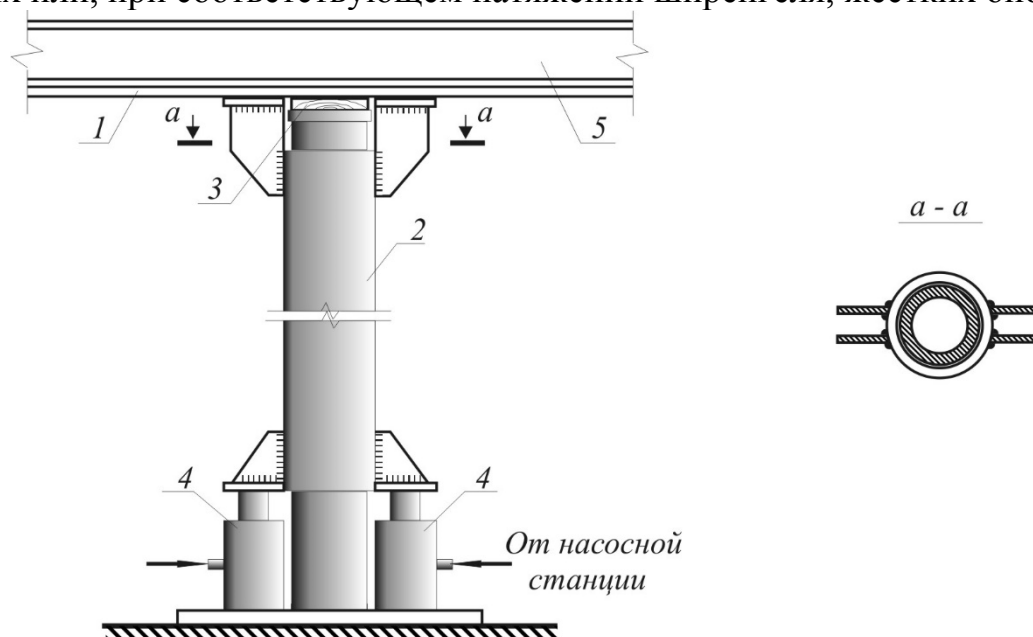


Рис. 2.20. Усиление балки с предварительным выгибом:
1 – лист усиления; 2 – раздвижная стойка; 3 – клин; 4 – домкраты;
5 – усиливаемая балка

Конструкция шпренгеля показана на рис.2.21,а, расчетная схема – на рис.2.21,б.

Включение шпренгеля в работу может производиться двумя способами: натяжением шпренгельной цепи и предварительным выгибом усиливаемой балки.

Натяжение шпренгельной цепи осуществляется термическим, термо-механическим и механическим способами. При механическом и термо-механическом способах используются натягивающие муфты, включенные в горизонтальный участок цепи.

Предварительный выгиб усиливаемой балки делается с помощью раздвижной стойки или домкратов. Однако в этом случае домкраты устанавливаются непосредственно на горизонтальный участок шпренгеля, в узлах.

Местные повреждения балок в виде вмятин, пробоин и трещин устраняются приваркой накладок, ширина которых назначается из условия

$$b \geq \frac{P}{t \cdot R_y},$$

где b – ширина накладки;

P – усилие в поврежденной части сечения;

t – толщина поврежденной части сечения;

R_y – расчетное сопротивление стали.

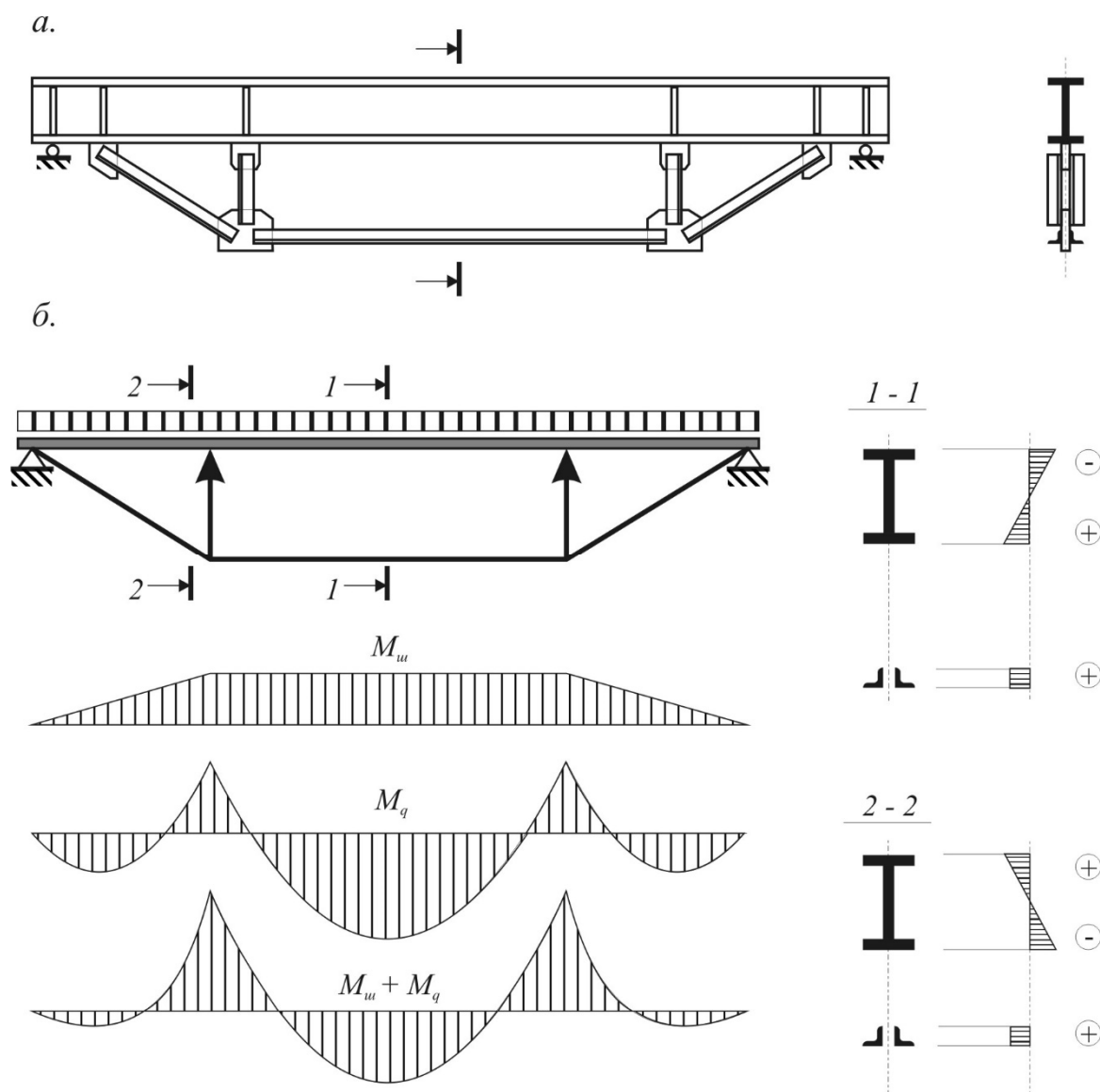


Рис. 2.21. Усиление балки шпренгелем:
а – конструкция усиления; б – расчетная схема усиленной балки

Балки, имеющие погнутости стенок, усиливаются приваркой ребер жесткости, расстояние между которыми принимается не более половины высоты балки.

Для элементов усиления по возможности применяется та же сталь, из которой изготовлена восстанавливаемая конструкция.

Расчет усиленных балок может производиться двумя методами в зависимости от статической схемы, вида усиления и характера временной нагрузки, а именно:

- по предельному состоянию в упругой стадии и с учетом пластической работы металла;
- по допускаемому напряжению в упругой стадии работы металла.

Следует отметить, что расчет по предельному состоянию дает более экономичные решения, так как учитывается перераспределение и выравнивание напряжений в балке и элементах усиления. Он широко применяется

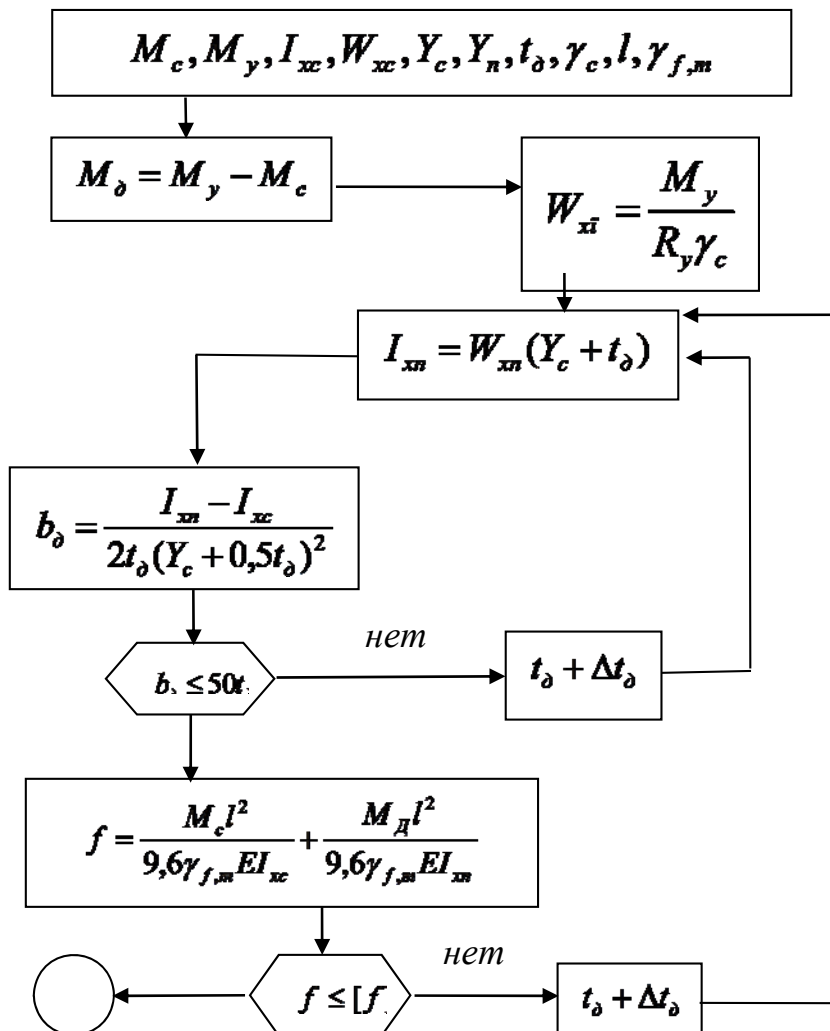
при расчете балок, усиленных наращиванием сечения или подведением дополнительных опор, а также в других случаях, когда целесообразен учет пластической работы металла.

Последовательность расчета по предельному состоянию балки, усиленной наращиванием сечения, приводится на блок-схеме 1.

Расчет по допускаемому напряжению целесообразно производить для балок, испытывающих воздействие динамической нагрузки, а также при оценке прочности элементов усиления, воспринимающих статическую нагрузку, приложенную после усиления балки.

Б л о к - с х е м а 1

Расчет разрезной балки,
усиленной симметричным наращиванием сечения полок



Условные обозначения:

I_{xc}, W_{xc}, Y_c – геометрические характеристики старого сечения;

I_{xn}, W_{xn}, Y_n – то же усиленного (полного) сечения;

t_δ, b_δ – то же усиливающих элементов;

M_c, M_y – изгибающие моменты, действующие на балку соответственно до и после усиления;

$\gamma_{f,m}$ – усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

Пример 2.14. Требуется усилить стальную балку перекрытия симметричным наращиванием сечения полок в связи с увеличением полезной нагрузки.

Исходные данные: существующая расчетная нагрузка на балку $q_1 = 17,6$ кН/м; расчетная нагрузка, которую должна воспринимать балка после реконструкции $q_2 = 27,6$ кН/м; параметры балки до усиления: I №30; $b_f = 13,5$ см; $h = 30$ см; $I_{xc} = 7080$ см⁴; $W_{xc} = 472$ см³; $y_c = 15$ см. Расчетная длина балки $l = 6$ м; масса 1 п.м – 36,5 кг. Элемент усиления – стальная полоса толщиной $t_d = 1$ см. Балка и полоса усиления из стали марки Вст3сп; $R_Y = 210$ МПа (21 кН/см²); $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Расчетная схема балки представлена на рис.2.22.

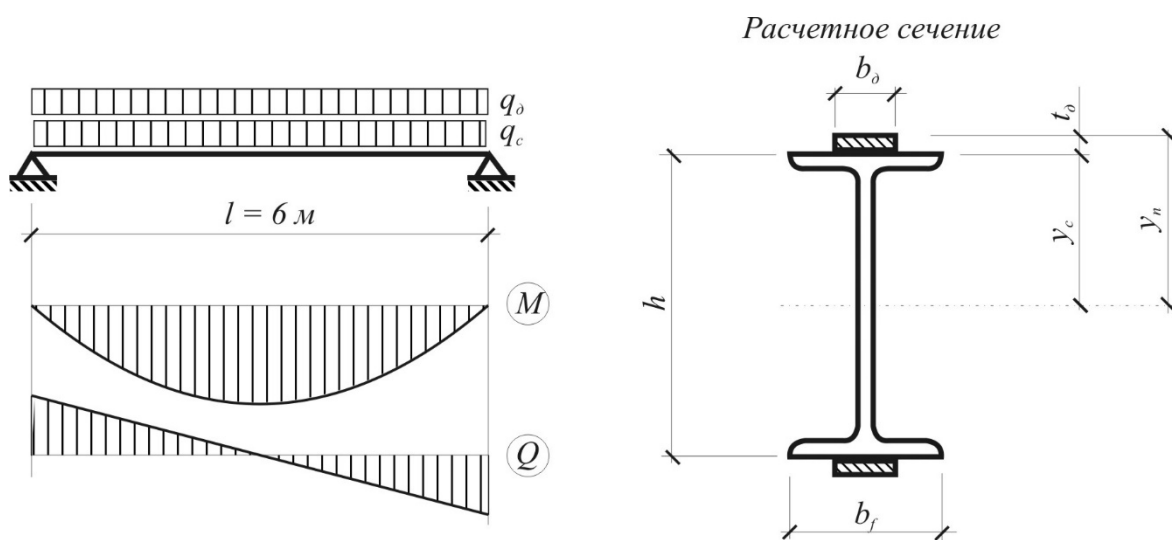


Рис. 2.22. Расчетная схема балки

Решение

Определяем полную расчетную нагрузку с учетом собственного веса балки:

- до усиления

$$q_c = 17,6 + 0,365 \times 1,1 = 18 \text{ кН/м};$$

- после усиления

$$q_y = 27,6 + 0,365 \times 1,1 = 28 \text{ кН/м}.$$

Находим изгибающие моменты:

$$M_c = \frac{q_c \cdot l^2}{8} = \frac{18 \times 6^2}{8} = 81 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{b} = \frac{28 \times 6^2}{8} = 126 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем избыточный момент, который должно воспринять сечение балки:

$$M_\partial = M_y - M_c = 126 - 81 = 45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Находим геометрические характеристики усиленной балки:

$$W_{xn} = \frac{M_y}{R_y \gamma_c} = \frac{12600}{21 \times 1} = 600 \text{ см}^3;$$

$$I_{xn} = W_{xn} (Y_c + t_\partial) = 600 \times (15 + 1) = 9600 \text{ см}^4;$$

$$b_\partial = \frac{I_{xn} - I_{xc}}{2t_\partial (Y_c + 0,5t_\partial)^2} = \frac{9600 - 7080}{2 \times 1 \times (15 + 0,5)^2} = 5,24 \text{ см}.$$

Принимаем $b_{\partial 1} = 5,3 \text{ см}$; $b_{\partial 2} < 50 \cdot t_\partial$.

Ввиду незначительной разницы принятой ширины полосы $b_{\partial 1}$ и требуемой по расчету b_∂ , геометрические характеристики сечения усиленной балки не уточняем.

Определяем прогиб усиленной балки:

$$\begin{aligned} f &= \frac{M_c \cdot l^2}{9,6 \cdot \gamma_{f,m} \cdot E \cdot I_{xc}} + \frac{M_\partial \cdot l^2}{9,6 \cdot \gamma_{f,m} \cdot E \cdot I_{xn}} = \\ &= \frac{8100 \times 600^2}{9,6 \times 1,2 \times 2,06 \times 10^4 \times 7080} + \frac{4500 \times 600^2}{9,6 \times 1,2 \times 2,06 \times 10^4 \times 9600} = 0,41 \text{ см}; \\ [f] &= \frac{l}{400} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см}; \quad f < [f]. \end{aligned}$$

Жесткость усиленной балки достаточная.

Усиление стальных колонн

Увеличение несущей способности стальных колонн достигается различными методами, наиболее известными из которых являются: наращивание сечения колонн стальным профилем; устройство предварительно напряженных шпренгелей; установка обычных и предварительно напряженных раздвижных стоек; омоноличивание бетоном и т.д.

Выбор способа усиления в основном зависит от вида сжатия, характера действующей нагрузки и конструктивной схемы колонны. Наиболее часто применяется способ наращивания сечения простой в исполнении и эффективный с позиции увеличения прочности.

Усиление центрально-сжатых колонн производится, как правило, симметричным наращиванием сечения. При этом стремятся к максимальному увеличению радиуса инерции сечения и одновременно к минимальному смещению центра тяжести усиленного сечения относительно линии действия сжимающего усилия.

Усиление внецентренно сжатых колонн может осуществляться как симметричным, так и несимметричным наращиванием сечения. Несимметричное наращивание применяется в тех случаях, когда изгибающие моменты разных знаков различаются по величине, причем усиливающий элемент располагается таким образом, чтобы уменьшить эксцентриситет приложения внешней нагрузки относительно центра тяжести сечения колонны.

Следует отметить, что необходимым условием при наращивании сечения является предварительная разгрузка колонны не менее чем на 40% полной величины.

Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций элементы усиления вначале привариваются к колонне точечной сваркой и лишь после этого накладываются основные швы – сплошные или прерывистые. При этом шаг прерывистых швов на сжатой грани не должен превышать 40 радиусов инерции поперечного сечения колонны, а при усилении растянутой грани – 80 радиусов инерции.

Практика показывает, что при усилении колонн в условиях действующего производства не всегда удается их разгрузить на требуемую величину. В этом случае используются другие методы усиления, заметное место среди которых занимают шпренгели (рис.2.23,в) и напрягаемые распорки, ранее рассмотренные при усилении железобетонных колонн.

Иногда колонны усиливают с помощью предварительно напряженной телескопической стойки (рис.2.23,г). Преимуществом данного метода является то обстоятельство, что элемент усиления заблаговременно подвергается предварительному сжатию, в результате чего отпадает необходимость использования силового оборудования для включения стойки в работу. Элемент усиления (стойки) состоит из двух телескопически соединенных труб, причем внутренняя труба с небольшим зазором входит в наружную. Нагревом наружной трубы с последующей ее сваркой с внутренней создаются предварительные напряжения, в наружной трубе – растягивающие, а во внутренней – сжимающие. После установки в проектное положение наружная труба разрезается по окружности, в результате чего внутренняя труба освобождается от связи, удлиняется, включаясь в работу, и разгружает усиливаемую колонну.

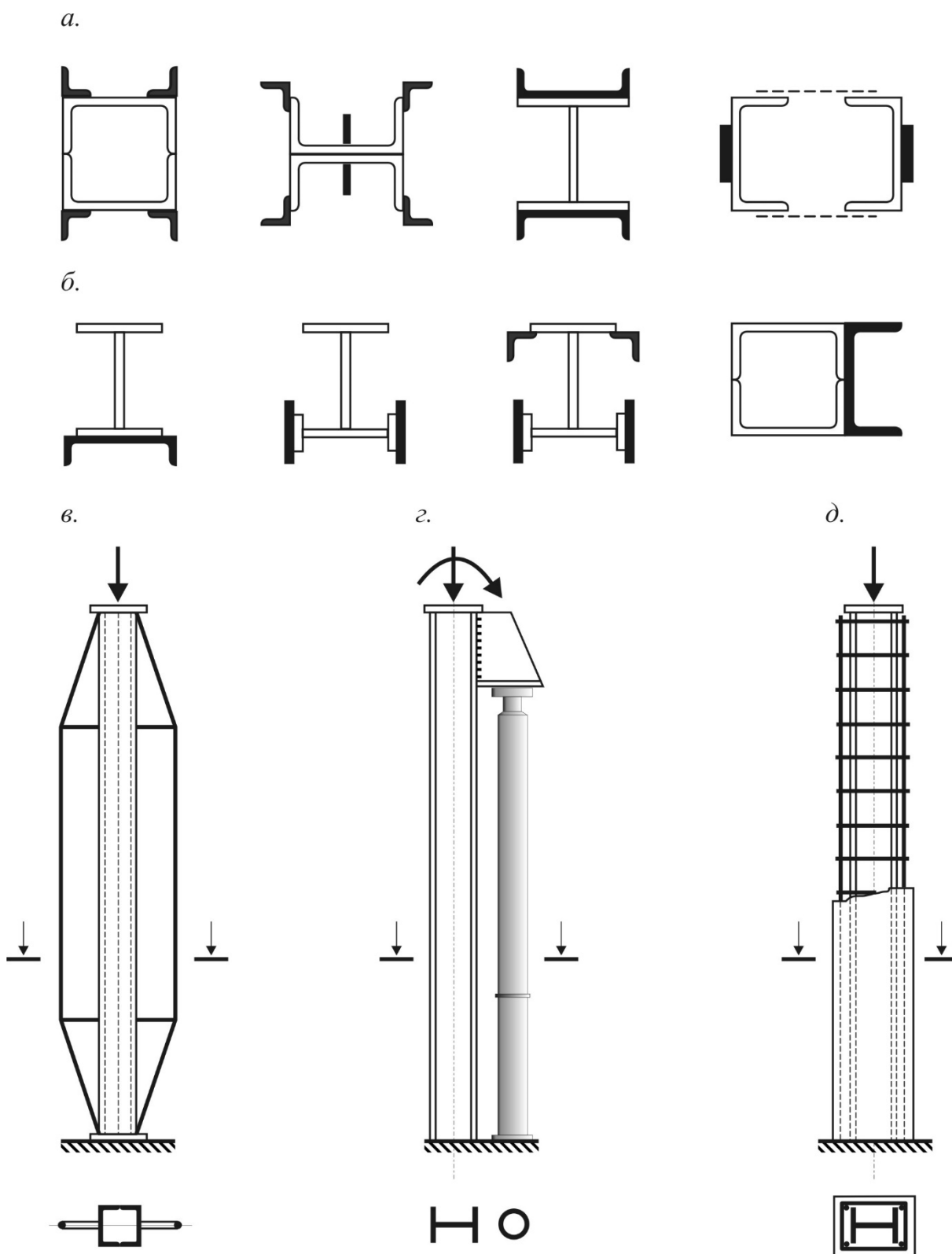


Рис. 2.23. Способы усиления стальных колонн:
 а – симметричным наращиванием сечения; б – несимметричным наращиванием сечения; в – предварительно напряженным шпренгелем; г – предварительно напряженной телескопической стойкой; д – омоноличиванием бетоном

Усиление колонн омоноличиванием бетоном (рис.5.43,д) начали в последнее время широко применять в связи с резким удорожанием стали.

Следует напомнить, что расход металла в железобетонном элементе усиления на 60-80% меньше, чем в стальном. Однако, чтобы усиление было эффективным, необходимо обеспечить совместную работу стальной колонны с бетонной облоймой.

С этой целью колонна с помощью пескоструйного аппарата очищается от краски, масляных пятен и ржавчины. При невозможности тщательной, до металлического блеска, очистки поверхности к колонне привариваются стержни длиной 80...100 мм, диаметром 6-8 мм с интервалом 200-250 мм. Для надежного заанкеривания в бетоне концы стержней загибаются. Чтобы предотвратить растрескивание бетона от усадочных напряжений и усилить эффект облоймы, бетон армируется пространственным арматурным каркасом.

Местные повреждения колонн, не оказывающие существенного влияния на несущую способность, устраняются теми же методами, что и при ремонте балок.

Важное место при оценке надежности и эффективности усиления, отводится проверочным расчетам, среди которых – расчет на прочность и устойчивость.

Расчет усиленных колонн производится преимущественно по предельному состоянию с учетом упругой и пластической работы металла.

При расчете по упругой стадии предполагается, что усиливающие элементы воспринимают нагрузку, приложенную только после усиления колонны.

Расчет по пластической стадии основывается на двух предпосылках:

а) величина критической силы практически не зависит от уровня напряжений в сечении колонны до её усиления;

б) в предельном состоянии критические напряжения в сечениях колонны и усиливающих элементов выравниваются.

Примерная последовательность расчета усиленных колонн при центральном и внецентренном сжатиях приводится на блок-схеме 2.

Пример 2.15. Требуется усилить центрально-сжатую колонну симметричным наращиванием сечения.

Исходные данные: существующая расчетная нагрузка на колонну $N_c = 290$ кН; расчетная нагрузка, которую должна воспринимать колонна после усиления, $N_y = 624$ кН.

Параметры колонны до усиления: I № 24; $A_c = 34,8$ см²; $I_x = 3460$ см⁴; $i_x = 9,97$ см; $I_y = 198$ см⁴; $i_y = 2,37$ см.

Колонна и элементы усиления из стали марки С245 (ГОСТ 27772–88); $R_y = 240$ МПа (24 кН/см²); расчетные длины колонны $l_{ox} = 4,6$ м; $l_{oy} = 2,8$ м.

Решение

Определяем гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{460}{9,97} = 46,1; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{280}{2,37} = 118.$$

Требуемая площадь сечения элементов усиления

$$A_\partial = \frac{N_y - R_y \cdot \gamma_c \cdot A_c \cdot \varphi}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{624 - 24 \times 1 \times 34,8 \times 0,43}{0,43 \times 24 \times 1} = 25,66 \text{ см}^2,$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, принятый по наибольшей гибкости λ_y [30, табл.72], $\varphi=0,43$.

В качестве элементов усиления используем листовой прокат сечением $h_\partial \times t_\partial = 26 \times 0,5$ (см). Элементы усиления располагаем параллельно оси Y–Y (рис.2.24).

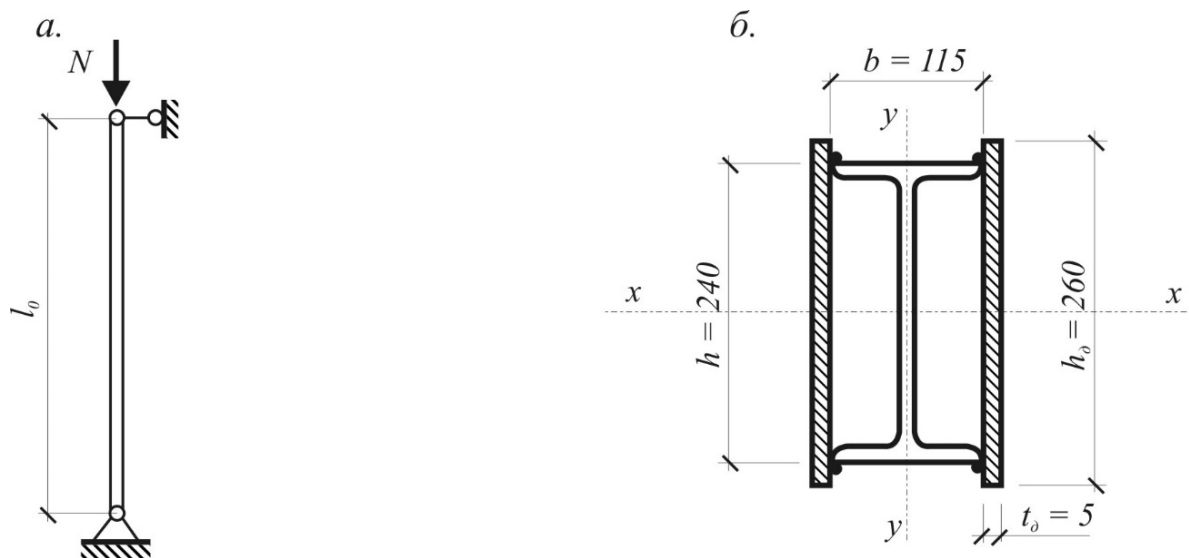


Рис. 2.24. Расчетные параметры усиленной колонны:
а – расчетная схема; б – расчетное сечение

Блок-схема 2

Расчет центрально-сжатой колонны
при симметричном наращивании сечения



Условные обозначения:

N, N_y – расчетные нагрузки на колонну соответственно до усиления и после усиления;

A_δ – суммарная площадь элементов усиления.

Суммарная площадь элементов усиления

$$A_{\partial} = 26 \times 0,5 \times 2 = 26 \text{ см}^2.$$

Находим геометрические характеристики усиленного сечения колонны:

$$I_{xn} = I_x + \frac{2 \cdot t_{\partial} \cdot h_{\partial}^3}{12} = 3460 + \frac{2 \times 0,5 \times 26^3}{12} = 4925 \text{ см}^4;$$

$$A_n = A_c + A_{\partial} = 34,8 + 26 = 60,8 \text{ см}^2;$$

$$i_{xn} = \sqrt{\frac{I_{xn}}{A_n}} = \sqrt{\frac{4925}{60,8}} = 9 \text{ см}; \quad \lambda_{xn} = \frac{l_{ox}}{i_{xn}} = \frac{460}{9} = 51,11;$$

$$I_y + \frac{2 \cdot h_{\partial} \cdot t_{\partial}^3}{12} + h_{\partial} \cdot t_{\partial} \cdot \frac{(b + t_{\partial})^2}{2} = 198 + \frac{2 \cdot 26 \cdot 0,5^3}{12} +$$

$$+ 26 \times 0,5 \times \frac{(11,5 + 0,5)^2}{2} = 666 \text{ см}^4;$$

$$i_{yn} = \sqrt{\frac{I_{yn}}{A_n}} = \sqrt{\frac{666}{60,8}} = 3,3 \text{ см}; \quad \lambda_{yn} = \frac{l_{oy}}{i_{yn}} = \frac{280}{3,3} = 84,85.$$

Уточняем величину коэффициента продольного изгиба. Значению $\lambda_{yn} = 84,85$ соответствует $\varphi = 0,649$. Проверяем устойчивость усиленной колонны:

$$\frac{N_y}{\varphi \cdot A_n} = \frac{624}{0,649 \cdot 60,8} = 15,8 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость обеспечена.

В момент усиления нагрузка на колонну не должна превышать $0,6 \cdot N_c = 0,6 \cdot 290 = 174 \text{ кН}$. Приварку элементов усиления следует производить прерывистыми швами.

Примерная последовательность расчета внецентренно сжатой колонны двутаврового профиля при несимметричном наращивании сечения

1. Определяются исходные данные:

а) расчетные усилия N, N_{∂}, M, M_y ;

б) расчетные длины l_{ox}, l_{oy} ;

в) геометрические характеристики сечения колонны

$$I_x, W_x, i_x, I_y, W_y, i_y, A, A_s, A_{\partial};$$

г) марка и расчетное сопротивление стали R_y .

2. Определяются дополнительные расчетные параметры колонны:

- гибкости в направлении главных осей:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y}; \quad \lambda_{ef,x} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad \lambda_{ef,y} = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

- ядровое расстояние и относительный эксцентриситет

$$\rho_x = \frac{W_x}{A}; \quad m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x};$$

- величина отношения площади сечения поясов к стенке A_f / A_w ;
- коэффициент влияния формы сечения η [30, табл.73];
- уточненная величина относительного эксцентриситета

$$m_{x,f} = \eta \cdot m_x;$$

- коэффициент продольного изгиба φ_e [30, табл.74].

3. Проверяется устойчивость колонны до усиления

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

4. Вычисляется требуемая площадь элементов усиления колонны

$$A_\partial = \frac{N + N_\partial - \varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot A}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

5. Выбирается профиль и марка стали элементов усиления, а также способ усиления (рис.2.25).

6. Определяются геометрические характеристики усиленного сечения (см. п.1, в; п. 2) с учетом смещения центра тяжести e .

7. Проверяется устойчивость колонны в плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N + N_\partial}{\varphi_e \cdot A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

8. Проверяется устойчивость колонны из плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N + N_\partial}{\varphi \cdot C_n \cdot A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где C_n – коэффициент влияния момента на устойчивость внецентренно сжатого элемента, определяемый в соответствии с рекомендациями [30, п.5.31].

9. Поверочным расчетом оценивается устойчивость колонны при сварочных работах или разрабатывается способ временного раскрепления.

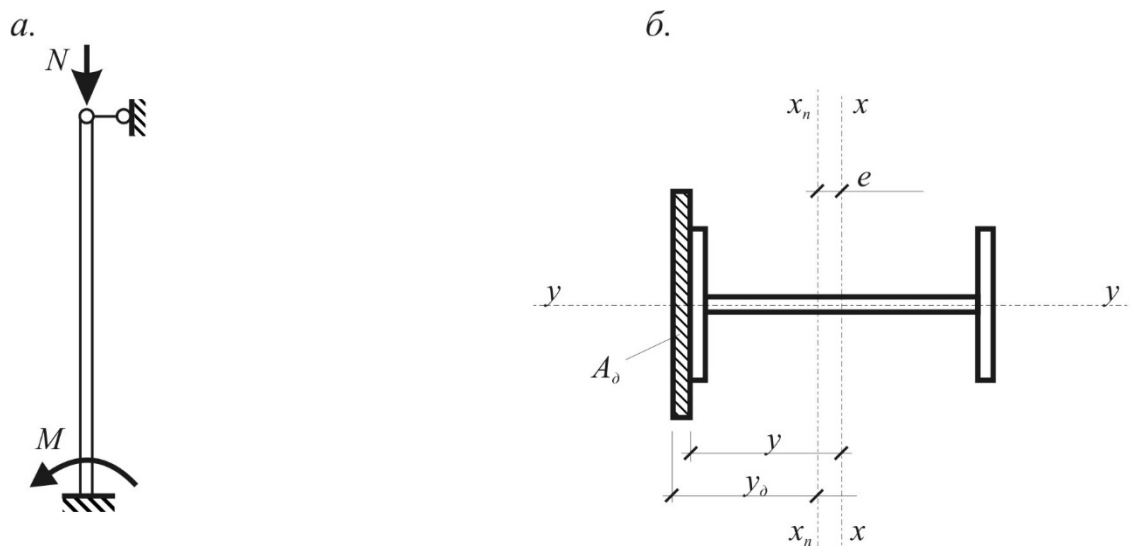


Рис. 2.25. Расчетные параметры усиленной колонны:
а – расчетная схема; б – расчетное сечение

Усиление стальных ферм

Стальные фермы, являясь плоскими стержневыми системами, чувствительны к повреждениям элементов и перегрузкам, поэтому при наличии таковых обычно требуется их незамедлительное усиление.

Усилению ферм предшествует анализ их статической работы, особенно в тех случаях, когда усиление связано с перераспределением усилий в элементах решетки и поясах.

Способы усиления ферм многообразны и сводятся к следующим видам:

- надстройка вантовых систем;
- устройство третьего пояса (шпренгеля);
- подведение дополнительных опор;
- наращивание сечений поясов и решетки;
- введение в систему решетки отдельных стержней;
- введение дополнительной решетки;
- включение в работу конструкции светоаэрационных фонарей;
- подведение параллельных разгружающих конструкций: ферм и балок.

Некоторые из схем усиления представлены на рис.2.26.

Усиление вантовыми системами применяется при наличии опор, способных воспринимать нагрузку от вант (рис.2.26,а). Иногда в качестве опор используются существующие колонны, удлинённые наращиванием.

Усиление третьим поясом (шпренгелем) используется в случаях, когда требуется значительно повысить прочность и жесткость стропильной фермы, не увеличивая ее габариты и не разбирая покрытие. Шпренгель часто изготавливается из высокопрочных стальных канатов, которые размещаются в пределах высоты фермы (рис.2.26,б). Натяжение

шпренгеля производится с помощью домкратов или других силовых устройств.

Подведение дополнительных опор (рис.2.26,в) является наиболее простым по исполнению способом усиления ферм в два и более раза, увеличивающим их несущую способность. Однако дополнительные опоры могут мешать нормальной эксплуатации производственных площадей, поэтому они преимущественно применяются для усиления ферм, расположенных в торцах здания. В качестве дополнительных опор используются железобетонные колонны или металлические стойки из прокатных профилей, устанавливаемые на дополнительные фундаменты.

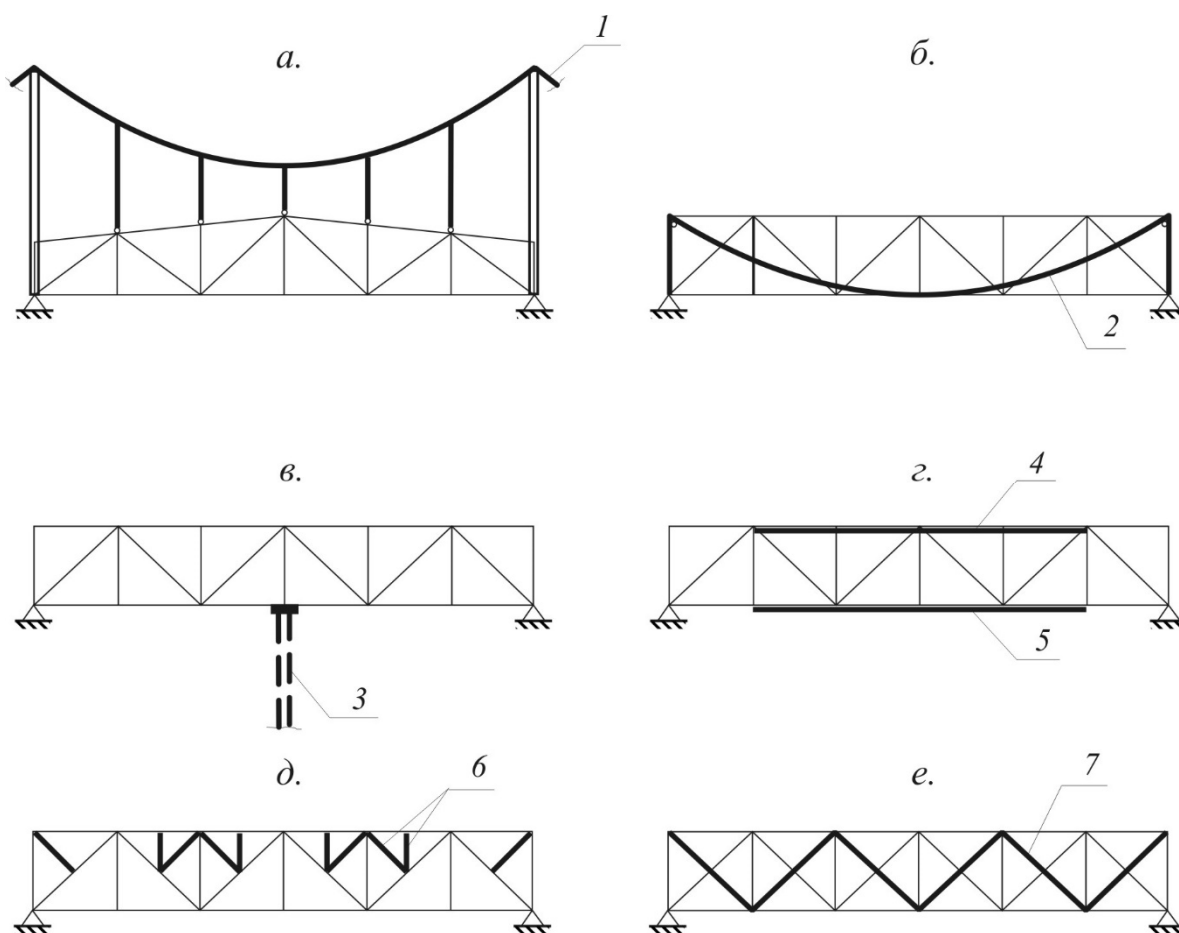


Рис. 2.26. Способы усиления стальных ферм:
а – введением дополнительной вантовой системы; б – введением предварительно напряженной затяжки; в – подведением дополнительной опоры;
г – наращиванием сечений верхнего и нижнего поясов; д – введением в систему решетки отдельных стержней; е – введением второй системы решетки;
1 – ванты; 2 – затяжка; 3 – стойка; 4, 5 – элементы наращивания поясов;
6 – стержни усиления; 7 – дополнительные раскосы

Следует отметить, что рассмотренные способы применяются для усиления ферм в целом. При местных повреждениях используются методы локального усиления, представленные на рис.2.26,г,д,е и 2.27.

Введение дополнительных стержней используется для усиления сжатых элементов решетки и верхнего пояса, имеющих высокую гибкость или повреждения. При наличии большого количества стержней, требующих усиления, а также с целью увеличения общей жесткости в конструкцию фермы вводится дополнительная решетка, элементы которой изготавливаются из такого же профиля, что и существующие (рис.2.26,е).

Наращиванием сечения усиливаются как сжатые, так и растянутые элементы ферм. При усилении центрально-растянутых элементов руководствуются следующими требованиями [16]:

- центр тяжести элемента после усиления должен совпадать с центром тяжести старого сечения или иметь минимальное отклонение от него;
- концы дополнительных деталей должны быть заведены в узлах до конца старых элементов;
- усиление под нагрузкой необходимо производить при напряжениях в старом элементе, не превышающих 50% от расчетного сопротивления стали.

Привариваются элементы усиления сплошными швами. Направление сварки – от конца элемента к середине. Усиления нескольких элементов фермы выполняются в определенной последовательности: вначале привариваются элементы усиления нижнего пояса, затем решетки и в последнюю очередь – верхнего пояса.

Способы наращивания сечения центрально-сжатых и центрально-растянутых элементов показаны на рис.2.27, поз.1...4.

Восстановление элементов ферм, имеющих повреждения в виде пробоин, надрывов или разрывов сечения, производится в ы р е з а н и е м и з а м е н о й п о в р е ж д е н н о й ч а с т и (рис. 2.27, поз.5 и 6). В процессе восстановительных работ строго контролируются напряжения в поясах и решетке фермы и временно усиливаются те элементы, в которых напряжения увеличиваются или меняются знаки, например растяжение на сжатие, и наоборот.

Элементы ферм, имеющие вмятины или погибы, восстанавливаются н а к л а д к а м и (рис.2.27, поз.7). При значительных погибах в зазор между усиливаемым элементом и накладкой ввариваются ребра (рис.2.27, поз.8). Сильно изогнутые элементы заменяются или усиливаются шпренгелем (рис.2.27, поз.9).

Рассчитывается усиление элементов ферм по формулам:

- при центральном сжатии

$$\frac{N + N_{\partial}}{\varphi \cdot (A + A_{\partial})} \leq R_y \cdot \gamma_c ;$$

- при центральном растяжении

$$\frac{N + N_{\partial}}{A + A_{\partial}} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

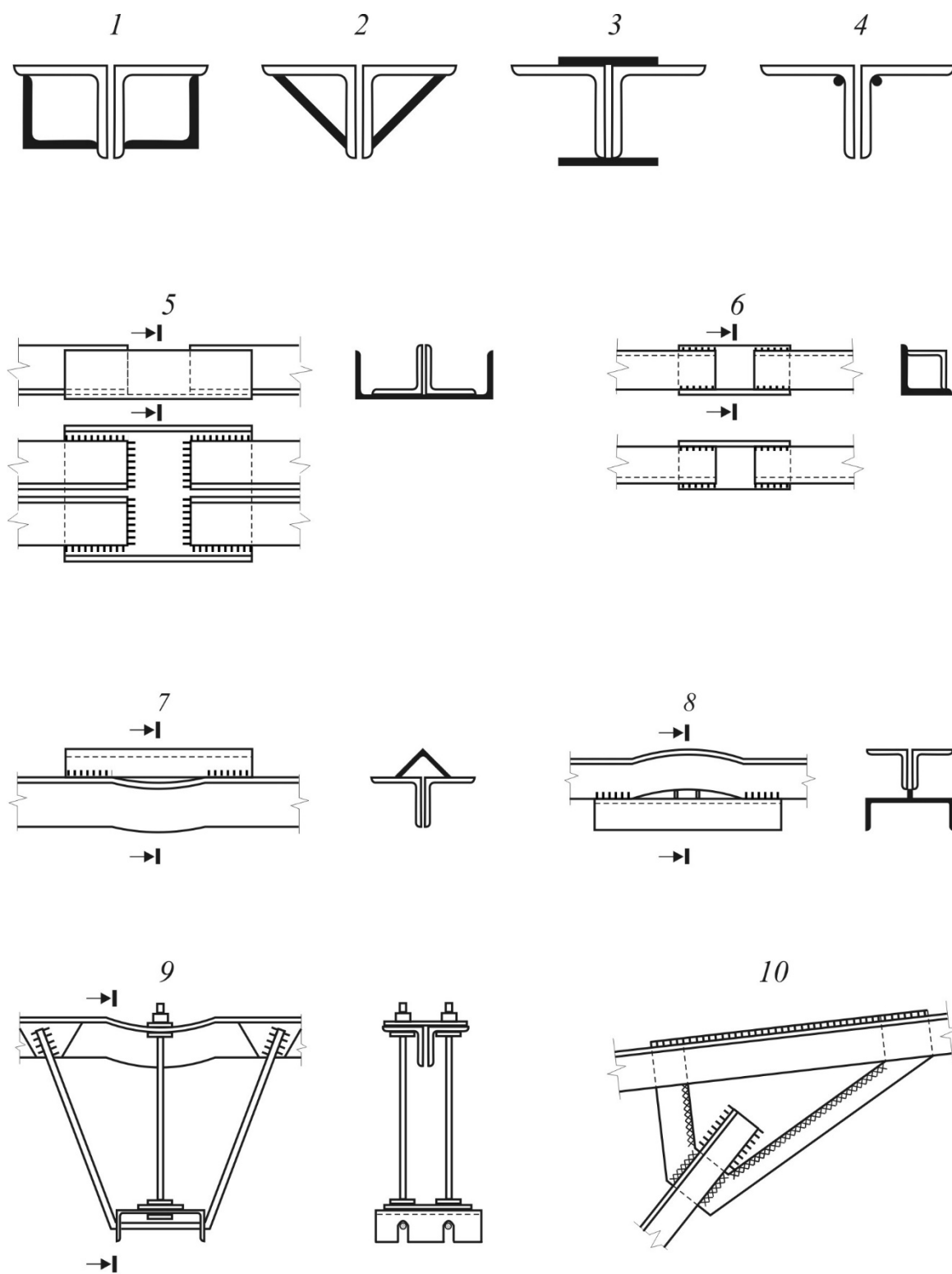


Рис. 2.27. Способы усиления элементов решетки и узлов стальных ферм:
 1...4 – наращиванием сечения; 5, 6 – вырезанием и заменой поврежденной части;
 7, 8 – накладкам и при местной погнутости элемента; 9 – шпренгелем изогнутых
 элементов; 10 – наращиванием длины фасонки

Усиление соединений элементов стальных конструкций

Несущая способность конструкции обеспечивается надежным соединением её элементов. Усиление соединений осуществляется с помощью сварки, болтов и заклепок.

Усиление сварных соединений производится путем увеличения их расчетной длины или наращиванием (наплавкой) катета шва. При восстановлении эксплуатируемых конструкций сварные швы обычно нагружены, и это необходимо учитывать при выборе способа усиления.

Наиболее безопасным способом усиления нагруженных узловых соединений считается удлинение существующих сварных швов, что, однако, не всегда возможно из-за ограниченной длины фасонки. Поэтому на практике приходится чаще использовать наплавку шва.

Метод наплавки шва, особенно при усилении изгибаемых и растянутых элементов, следует применять с большой осторожностью. Это обусловлено тем, что в процессе наплавки металл старого шва сильно разогревается и при температуре 550°C и более переходит в пластическое состояние. В результате шов частично выключается из работы, что может явиться причиной внезапного обрушения конструкции.

Поэтому при усилении сварных соединений наплавкой необходимо выполнять следующие рекомендации:

- номинальные напряжения в усиливаемых швах от нагрузок, действующих в момент усиления, не должны превышать $14,72 \text{ кН/см}^2$;
- при наплавке дополнительных слоев следует применять электроды диаметром не более 4 мм, толщина наплавляемого слоя за одну проходку не должна превышать 2 мм;
- при обнаружении дефектов в усиливаемых швах в виде пор и трещин дефектные места надо удалить, используя для этого кислородный резак или зубило, и заваривать вновь;
- силу сварочного тока необходимо регулировать в соответствии с положением сварки и принимать: для потолочного положения – в пределах 110-150, для вертикального – 120-160 и нижнего – 160-200 А.

Усиление заклепочных соединений производится путем постановки дополнительных заклепок или замены старых, а также с помощью сварки и высокопрочных болтов.

С позиций надежности и эффективности усиления названные методы не равноценны, поэтому диапазон их применения зависит от конкретных обстоятельств. Рассмотрим очевидные недостатки некоторых методов.

Усиление дополнительными заклепками или частичной заменой старых не дает хороших результатов ввиду различных условий работы новых и старых заклепок в одном соединении. Новые заклепки сильно стягивают соединение, в результате чего старые заклепки ослабевают и частично выключаются из работы. Кроме того, клепка соединений эксплуатируемых конструкций всегда связана с большими трудностями.

Усиление заклепочных соединений с помощью сварки также не дает удовлетворительных результатов из-за плохой совместной работы клепок и сварных швов. В результате неравномерного распределения в соединении напряжений и деформаций сварные швы оказываются перегруженными и разрушаются раньше, чем заклепки. Усиление посредством сварки не всегда возможно и по причине плохой свариваемости металла соединяемых элементов.

Практика показывает, что наиболее эффективным является усиление заклепочных и болтовых соединений с помощью высокопрочных предварительно нажатых болтов. Этому способствует ряд обстоятельств, таких, как высокая надежность усиления и отсутствие термического нагрева при производстве работ. Передача усилий в соединении на высокопрочных болтах происходит за счет трения по поверхностям контакта соединяемых деталей, при этом сами болты работают на растяжение. С целью увеличения силы трения поверхности соединяемых деталей непосредственно перед усилением очищают от старой краски, ржавчины и масляных пятен.

Предварительное напряжение в болтах создается завинчиванием гаек на заданную величину, которая контролируется с помощью динамометрического ключа. Натяжение болтов производится в заданной последовательности – от середины узла к краям.

Расчет прочности усиленных соединений производится по формулам действующих норм [30].

2.4. Усиление деревянных конструкций

Дерево является хорошим строительным материалом, конструктивные свойства которого позволяют использовать широкий арсенал средств и методов для усиления. Легкость механической обработки, хорошая гвоздимость, надежная адгезия с клеем и другие положительные качества упрощают задачу восстановления эксплуатационных качеств конструкций.

Основными методами усиления деревянных конструкций являются: замена поврежденных элементов новыми; усиление дополнительными элементами; протезирование; устройство дополнительных опор.

При усилении конструкций используются пиломатериалы, металлические стержни, пластины и фасонный профиль, а также полимерные материалы.

Усиление деревянных конструкций обычно сопровождается проведением профилактических мероприятий, направленных на защиту древесины от гниения и поражения насекомыми-вредителями.

Усиление деревянных балок

Необходимость усиления балок обычно возникает в связи с неблагоприятными условиями эксплуатации перекрытий: общей сыростью помещений, отсутствием или повреждением гидроизоляции, протечками кровли.

Особенно часто повреждаются концы балок, заделанные в кирпичные стены и имеющие непосредственный контакт с кирпичной кладкой.

Можно выделить два основных варианта усиления балок: усиление вблизи опор и в пролете.

Вблизи опор балки обычно усиливаются путем замены поврежденных участков новыми элементами. Ими могут служить отрезки бревен (подбалки), удлиненные дощатые накладки, металлические или пластмассовые протезы. Некоторые способы усиления опорных участков балки показаны на рис.2.28. Рассмотрим их подробнее.

При усилении подбалкой усиливающий элемент присоединяется к старой балке с помощью хомутов или болтами (рис.2.28,а). Усиление это производится в следующей последовательности;

- усиливаемая балка разгружается и закрепляется (вывешивается) временной стойкой;
- вырезается сгнивший конец балки и сжигается;
- в стене устраиваются гнезда для опирания подбалки;
- опорный конец подбалки, за исключением торца, смолится или обертывается толем и заглубляется в стену не менее чем на 18 см; между торцом подбалки и кладкой стены оставляется зазор 3...5 см;
- подбалка соединяется со старой балкой крепежными болтами диаметром не менее 16 мм, а шаг болтов принимается не менее семи диаметров болта.

Так как сечение подбалки обычно принимается равным или больше сечения основной балки, то прочность усиления не рассчитывается.

Усиление накладками (рис.2.28,б) производится с помощью досок или брусьев. Для этого вырезается загнивший конец балки и заменяется его вкладышем таких же размеров, располагаемым между двумя накладками. Соединение накладок с основной балкой и вкладышем делается на болтах или гвоздях.

Площадь суммарного сечения, длина заделки в стене и вид антисептирования накладок назначаются по тому же принципу, что и в подбалках.

Подбирая способ усиления, следует учитывать, что при использовании подбалок и накладок старую балку необходимо вывешивать, и для этого требуется соответствующее силовое оборудование. Если оно отсутствует, то для усиления используются другие методы, например подвеска или подкосы.

Достаточно простым считается усиление балки гибкой стальной подвеской (рис.2.28,в). Для этого на здоровый от гнили участок балки

надевается стальной хомут, к которому крепится конец подвески. Другим концом подвеска прикрепляется к заделанному в стену анкеру. Подвеска изготавливается из стержней диаметром $16 \div 25$ мм и проверяется расчетом на растяжение на действие опорной реакции балки.

В складских или производственных помещениях, где отсутствуют жесткие требования к интерьеру, балку можно усилить с помощью деревянных или металлических подкосов. Подкосы размещаются в специально устроенных в стене нишах и закрепляются анкерующими болтами (рис.2.28,г), при этом балка в зоне сопряжения с подкосом усиливается накладкой снизу, изготовленной из древесины твердой породы, а затем антисептируется.

Если опорные участки балок поражены гнилью на значительной длине (до 1 м), то для их усиления целесообразно использовать протезирование. В практике ремонтно-восстановительных работ находят применение прутковые протезы конструкции С.Д. Дайдбекова (рис.2.28,д) и протезы из прокатных профилей (рис.2.28,е). Прутковые протезы более легкие, но в то же время и более трудоемкие в изготовлении, поэтому в основном они применяются при массовом усилении конструкций, а изготавливаются в заводских условиях.

В пролете балки усиливаются реже, чем у опор. Поводом к усилению обычно служит перегрузка балки или существенные пороки древесины в зоне максимального изгиба. Для усиления балок используются односторонние и парные накладки, металлические шпренгели, дополнительные жесткие и упругие опоры, а также другие способы, обеспечивающие необходимую прочность и жесткость. Некоторые способы усиления балок в пролете показаны на рис.2.29.

Рассмотрим наиболее важные аспекты технологии усиления и расчета балок.

При усилении накладками перекрытие частично демонтируется, для этого удаляются доски пола, накат и черепные бруски. Усиленные балки проверяются расчетом на прочность и жесткость. В расчетной схеме усиленные накладками балки рассматриваются как составные на податливых связях. Требуемое количество связей (болтов или гвоздей) на участке от конца накладки до сечения с максимальным моментом определяется из выражения

$$n = \frac{1,5M_{\max}S}{I_{br}T},$$

где S – статический момент сдвигаемой части;

I_{br} – момент инерции усиленной балки;

T – расчетная несущая способность одной связи, находимая по СНиП П-25-80, табл.17 .

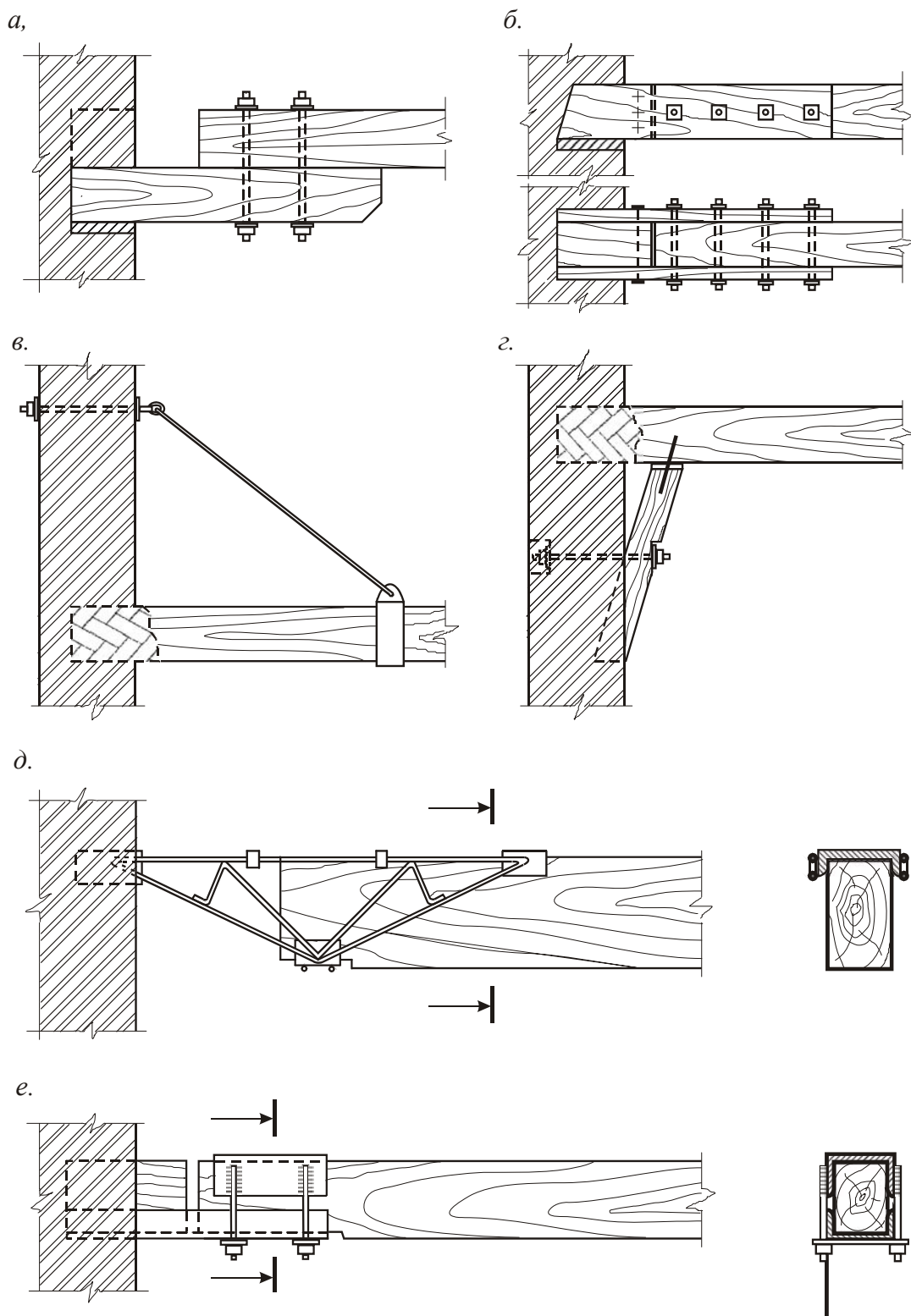


Рис.2.28. Способы усиления деревянных балок у опоры:
а – подбалкой; б – накладками; в – подвеской; г – подкосами;
д – прутковым протезом; е – швеллером

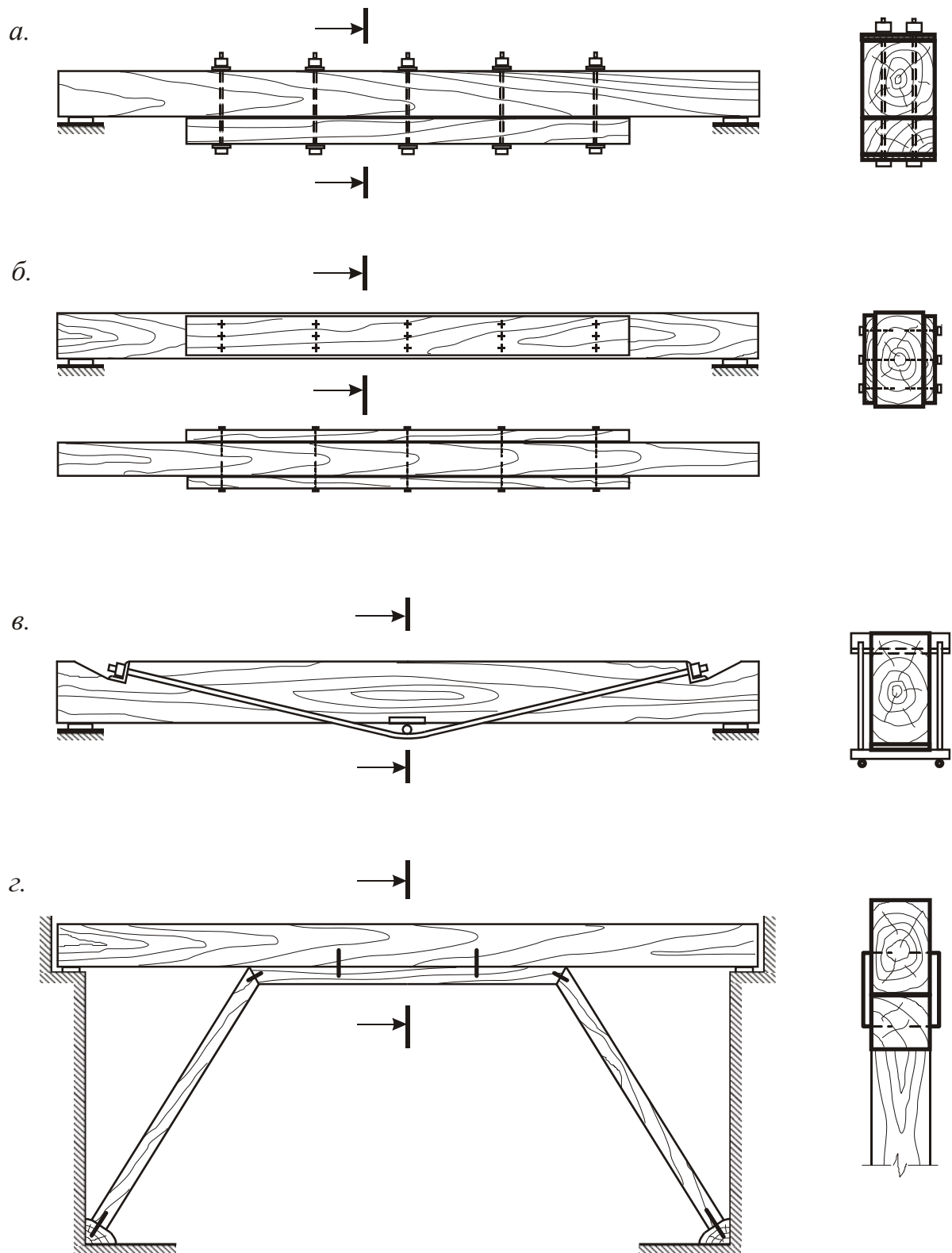


Рис.2.29. Способы усиления деревянных балок в пролете:
а – односторонней накладкой на болтах; б – парными накладками на гвоздях;
в – стальным шпренгелем; г – промежуточной опорой на подкосах

Величина нормальных напряжений усиленной балки определяется по формуле

$$\sigma_{ny} = \frac{M}{WK_{\omega}} \leq R_u,$$

где W – момент сопротивления усиленной балки как цельной;
 K_{ω} – коэффициент, учитывающий податливость связей.

Прогиб усиленной балки находится по формуле

$$f_u = \frac{k \cdot q_n \cdot l_0^4}{E \cdot I_u \cdot K_g} \leq f_{ult},$$

где I_u – момент инерции усиленной балки как цельной;
 K_g – коэффициент, учитывающий сдвиг, вызванный податливостью связей;
 K – коэффициент, учитывающий статическую схему работы балок;
 f_{ult} – предельно допустимый прогиб.

Пример 2.16. Требуется усилить сосновую балку чердачного перекрытия односторонней накладкой снизу в связи с увеличением нагрузки от нового оборудования.

Исходные данные: существующая нагрузка на балку $q_1 = 12$ кН/м; расчетная нагрузка на балку после реконструкции $q_2 = 15$ кН/м.

Балка перекрытия – сосновая, древесина 2-го сорта; $R_u = 13$ МПа (1,3 кН/м²); размер сечения $b \times c = 20 \times 30$ (см). Расчетная длина балки $l_0 = 5$ м. Элемент усиления – сосновый брус сечением 10×20 (см), крепится к балке снизу стальными болтами диаметром $d = 1,6$ см.

Решение

Находим изгибающие моменты в балке до и после реконструкции:

$$M = \frac{q_1 \cdot l_0^2}{8} = \frac{12 \cdot 5^2}{8} = 37,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = \frac{q_2 \cdot l_0^2}{8} = \frac{15 \cdot 5^2}{8} = 46,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления сечения старой балки

$$W = \frac{b \cdot c^2}{6} = \frac{20 \cdot 30^2}{6} = 3000 \text{ см}^3.$$

Несущая способность старой балки

$$R_u W = 1,3 \cdot 3000 = 3900 \text{ кН} \cdot \text{см} < 4690 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Находим геометрические параметры усиленной балки (рис. 2.30).

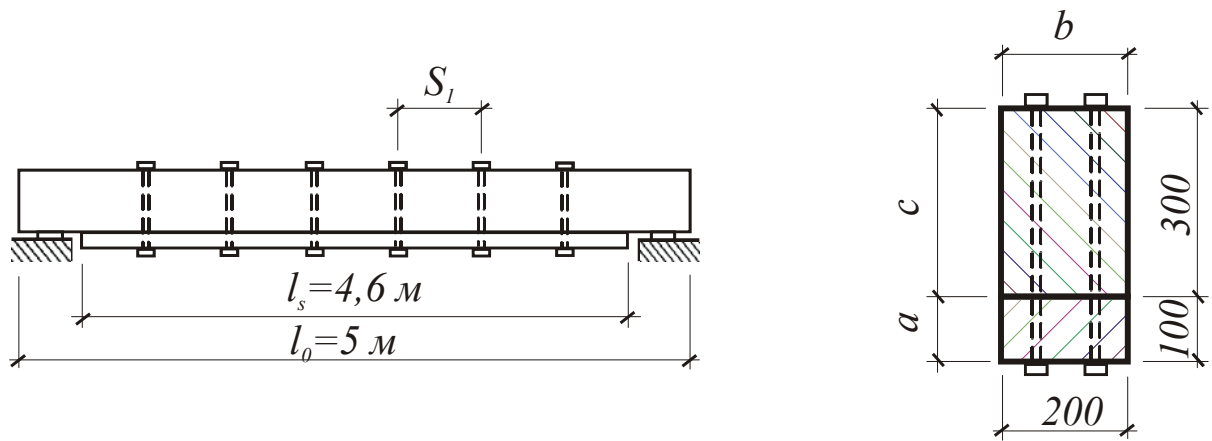


Рис. 2.30. Схема усиленной балки

Статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси

$$S_{br} = b \cdot a \cdot 0,5c = 20 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 30 = 3000 \text{ см}^3.$$

Момент инерции сечения

$$I_{br} = \frac{b(c+a)^3}{12} = \frac{20(30+10)^3}{12} = 106667 \text{ см}^4.$$

Определяем несущую способность одного нагельного соединения по формуле [31, табл.17]. Так как $\alpha < 0,35$, то усилие смятия накладке находим по формуле

$$T_{loc} = 0,8 \alpha \cdot d = 0,8 \cdot 10 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ кН}.$$

Усилие изгиба болта (нагеля)

$$T_u = 1,8d^2 + 0,02\alpha^2 = 1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 10^2 = 6,6 \text{ кН}.$$

$$T_u > 2,5 d^2 = 6,4 \text{ кН}. \text{ Принимаем } T_u = 6,4 \text{ кН}.$$

Требуемое количество болтов на половине длины накладки

$$n = \frac{1,5M_y S_{br}}{T_u \cdot I_{br}} = \frac{1,5 \cdot 4690 \cdot 3000}{6,4 \cdot 106667} = 31 \text{ шт.}$$

Принимаем $n=32$ шт.

Болты ставим в два ряда, с учетом требований [31, п.5.18], расстояние между рядами принимаем: $S_2 = 6 \text{ см}$, $S_2 > 3,5 d$, $6 > 5,6 \text{ см}$.

Расстояние между осями болтов в ряду

$$S_1 = \frac{0,5l_s}{0,5n} = \frac{0,5 \cdot 460}{0,5 \cdot 32} = 14,4 = 13,5; S_1 > 7d; 14,4 > 11,2 \text{ см}.$$

Момент сопротивления усиленной балки

$$W_u = \frac{b(c+a)^2}{6} = \frac{20(30+10)^2}{6} = 5333 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность усиленной балки

$$\frac{M_y}{W_u K_\omega} = \frac{4690}{5333 \cdot 0,8} = 1,1 \text{ кН/см}^2 < 1,3 \text{ кН/см}^2,$$

где K_ω – коэффициент, учитывающий податливость связей, принят с учетом рекомендации [31, табл.13].

Проверяем относительный прогиб старой балки.

Нормативная нагрузка на балку после реконструкции

$$q_2 = \frac{q_2}{\gamma_{fm}} = \frac{15}{1,2} = 12,5 \text{ кН/м.}$$

Момент инерции сечения старой балки

$$I = \frac{b \cdot c^3}{12} = \frac{20 \cdot 30^3}{12} = 4,5 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Относительный прогиб старой балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_2^n \cdot l^3}{384 EI} = \frac{5 \cdot 0,125 \cdot 500^3}{384 \cdot 1000 \cdot 4,5 \cdot 10^4} = \frac{1}{221} < \frac{1}{200}.$$

Так как прогиб старой балки при возросшей нагрузке не превышает предельно допустимого значения, элементы усиления в расчете не учитывались.

Усиление деревянных колонн и стоек

Причиной усиления колонн и стоек часто является загнивание их нижнего конца, особенно при заделке в грунт. В этом случае поврежденный участок, если его длина не превышает одной пятой общей длины колонны, отпиливается и заменяется вспомогательным элементом (элементами) – пасынком. При большей длине повреждения колонна заменяется на новую.

Усиление колонны пасынками проводится в следующей последовательности:

- колонна разгружается подведением временной стойки, воспринимающей нагрузку от перекрытия;
- поврежденный участок колонны отпиливается и заменяется его пасынком (рис.2.31,а,б,г);
- с помощью анкеров колонна закрепляется на фундаменте, после чего убирается временная стойка.

Если колонна (стойка) заглублена в грунт, то она предварительно откапывается, а затем заменяется её поврежденная часть. При обратной засыпке грунт тщательно утрамбовывается.

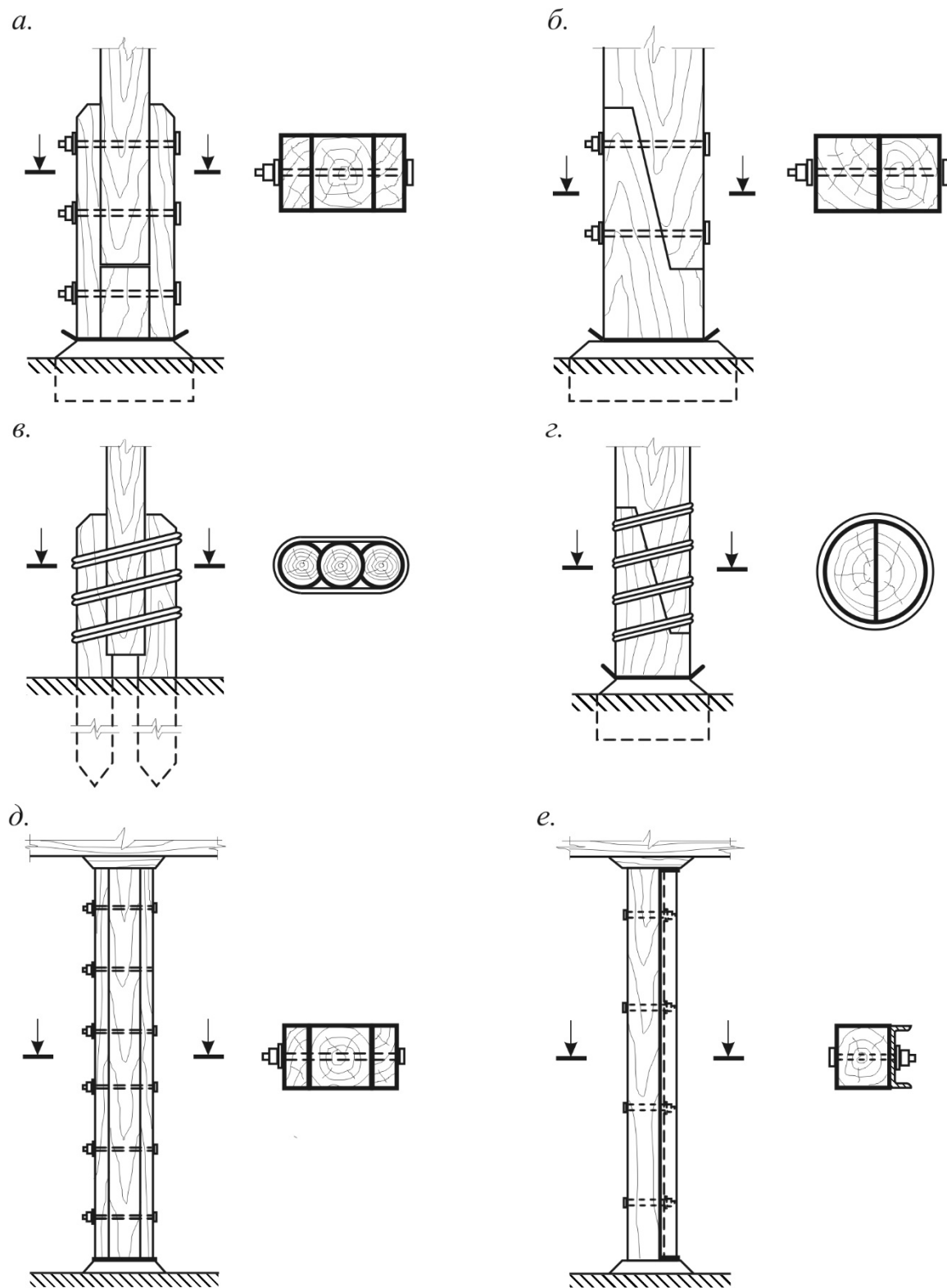


Рис. 2.31. Способы усиления деревянных колонн:
 а, б – усиление опорного участка колонн прямоугольного сечения;
 в, г – то же круглого сечения; д – усиление накладками;
 е – усиление ствола швеллером

Если требуется повысить устойчивость колонны, то для её усиления применяются деревянные или металлические накладки, присоединяемые с помощью болтов или хомутов (рис.2.31,д,е).

Усиленные накладками колонны рассчитываются как составные стержни на податливых связях по двум схемам: стержня – пакета и стержня, часть ветвей которого не опирается по концам.

По первой схеме рассчитываются колонны, усиленные накладками по всей длине, при этом считается, что накладки воспринимают сжимающие усилия наряду с основной колонной. В расчетной схеме составное сечение рассматривается как цельное, а коэффициент продольного изгиба определяется по приведенной гибкости

$$\lambda_n = \mu \cdot \lambda,$$

где μ – коэффициент, учитывающий податливость связей,

$$\mu = \sqrt{1 + k_c \frac{b \cdot h \cdot n_{sh}}{l_0^2 \cdot n_c}}.$$

Здесь b и h – ширина и высота поперечного сечения колонны;

n_{sh} – расчетное количество швов;

n_c – расчетное количество срезов связей в одном шве;

k_c – коэффициент податливости соединений, определяемый по формулам [31, табл.12].

Несущая способность колонны проверяется из условия

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_c,$$

где A – расчетная площадь сечения колонны, равная сумме площадей сечения колонны и накладок.

По второй схеме рассчитываются колонны, усиленные накладками только в средней части, при этом предполагается, что накладки не воспринимают сжимающие усилия и не разгружают колонну, однако уменьшают её гибкость λ , величина которой находится по формуле

$$\lambda = l_0 / \sqrt{\frac{I}{A_k}},$$

где I – момент инерции сечения усиленной колонны,

$$I = I_k + 0,5I_n.$$

Здесь I_k – момент инерции сечения колонны;

I_n – то же накладок;

A_k – площадь поперечного сечения колонны.

Несущая способность колонны проверяется из условия

$$\frac{N}{\varphi A_k} \leq R_c.$$

Пример 2.17. Требуется усилить центрально-сжатую колонну накладками на всю длину.

Исходные данные: существующая расчетная нагрузка на колонну $N_c = 400$ кН; расчетная нагрузка, которую должна воспринимать усиленная колонна, $N_y = 550$ кН.

Параметры колонны до усиления: сосновый брус – из древесины 2-го сорта; $R_c = 13$ МПа ($1,3$ кН/см²); размеры сечения $b \times h = 20 \times 20$ см; расчетная длина $l_0 = 3$ м; закрепление концов – шарнирное.

Решение

Находим геометрические характеристики колонны до усиления:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 20^3}{12} = 13333 \text{ см}^4;$$

$$A = b \cdot h = 20 \cdot 20 = 400 \text{ см}^2;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{13333}{400}} = 5,77 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{300}{5,77} = 52 < 70.$$

Вычисляем коэффициент продольного изгиба φ по [31, формула 7];

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{52}{100} \right)^2 = 0,78.$$

Проверяем условие

$$R_c \varphi A = 1,3 \cdot 0,78 \cdot 3400 = 405,6 \text{ кН} < 550 \text{ кН} - \text{условие не выполняется.}$$

Усиливаем колонну двумя сосновыми досками сечением 5×20 см (рис.2.32). Доски пришиваем гвоздями $d = 0,5$ см, $l_g = 15$ см с шагом $l_1 = 20$ см, по четыре гвоздя в каждом ряду.

Находим геометрические характеристики усиленного сечения колонны относительно оси У-У;

$$A_u = 30 \cdot 20 = 600 \text{ см}^2;$$

$$I_u = \frac{b \cdot h_u^3}{12} = \frac{20 \cdot 30^3}{12} = 45000 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции и гибкость колонны:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_u}{A_u}} = \sqrt{\frac{45000}{600}} = 8,7;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i_y} = \frac{300}{8,7} = 34,5.$$

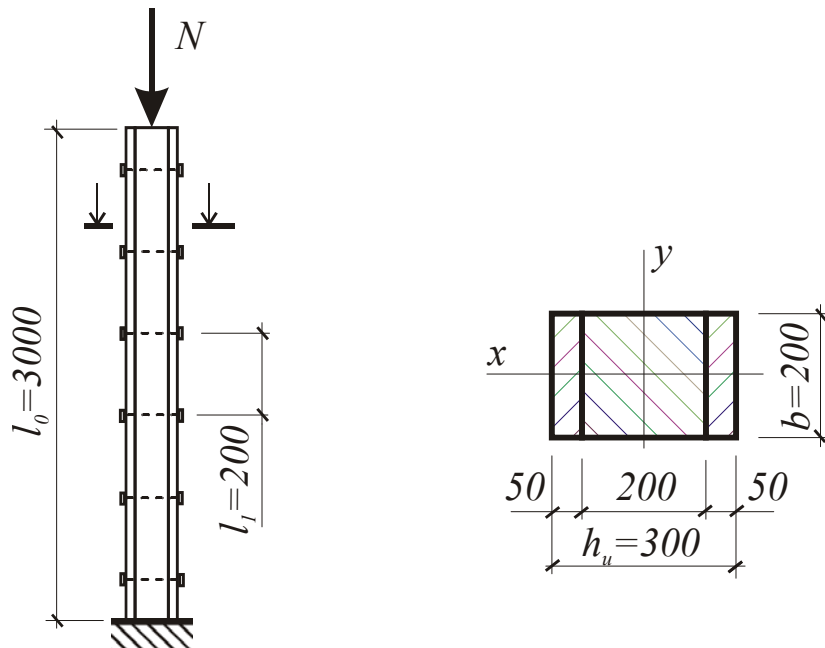


Рис. 2.32. Усиленная брусчатая колонна

Коэффициент приведения гибкости

$$\mu = \sqrt{1 + K_c \frac{b \cdot h \cdot n_{sh}}{l_0^2 \cdot n_c}} = \sqrt{1 + 0,4 \frac{20 \cdot 30 \cdot 2}{3^2 \cdot 20}} = 1,91,$$

где K_c – коэффициент, определяемый по формуле [31, табл.12]:

$$K_c = \frac{1}{10 \cdot d^2} = \frac{1}{10 \cdot 0,5^2} = 0,4;$$

n_c – расчетной количество срезов гвоздей в одном шве на I п.м элемента:

$$n_c = \frac{100 \cdot 4}{20} = 20 \text{ шт.}$$

Приведенная гибкость при шаге гвоздей менее семи толщин доски [31, формула 11]

$$\lambda_{red} = \sqrt{(\mu \lambda_u)^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{(1,91 \cdot 34,5)^2 + 4,23^2} = 66,$$

где $\lambda_1 = \frac{l_1}{\sqrt{\sum I_{br} / A_n}} = \frac{20}{\sqrt{13416 / 600}} = 4,23;$

здесь $\sum I_{br} = \frac{20 \cdot 20^3}{12} + \frac{2 \cdot 20 \cdot 5^3}{12} = 13416 \text{ см}^4.$

Коэффициент продольного изгиба [32, формула 13]

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda_{red}^2} = \frac{3100}{66^2} = 0,71.$$

Проверяем условие

$$R_{сф}A_n = 1,3 \cdot 0,71 \cdot 600 = 554 \text{ кН} > 550 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

Усиление стропильных конструкций

Неудовлетворительное состояние кровли и плохая вентиляция чердака неблагоприятно сказываются в первую очередь на состоянии стропильных конструкций, древесина которых подвергается загниванию. В зданиях с наклонными стропилами гнилью обычно поражаются стропильные ноги и мауэрлат.

Для усиления стропильной ноги в пролете используются двухсторонние накладки, шпренгели и дополнительные опоры, конструкции которых практически не отличаются от ранее рассмотренных при усилении балок.

Для усиления узла сопряжения стропильной ноги с мауэрлатом разработаны специальные способы, в которых учитываются характер и степень повреждения. Так, при значительном общем загнивании конца стропильной ноги и мауэрлата пораженные участки отпиливаются и заменяются новыми.

Если же загнивание носит местный характер, то усиление производится с помощью накладок-подкосов. Для этого на балки чердачного перекрытия укладывается брус (бревно) такой длины, чтобы он опирался не менее чем на две балки. В брус упираются накладки-подкосы, которые (рис.2.33,а) с двух сторон подшиваются гвоздями к стропильной ноге. При достаточно хорошем, за пределами узла, состоянии мауэрлата подкосы можно упирать в здоровую его часть, отступив от пораженной зоны на расстояние не менее 20 см. В этом случае присоединения подкосов к стропильной ноге и мауэрлату производятся на врубках, после чего закрепляются стальными скобами (рис.2.33,б).

В случае, если в здании заменяется металлическая кровля на более тяжелую, например асбестоцементную, необходимо увеличить уклон стропил, и тогда ставятся новые, более удлиненные стропильные ноги, которые соединяются со старыми с помощью накладок. Кроме того, стропильные ноги в пролете усиливаются подкосами (рис.5.53,в).

Стропильные фермы, имеющие, как правило, большой пролет, выполняют наиболее ответственную функцию в покрытии зданий, поэтому их эксплуатация при наличии повреждений крайне опасна. Распространенными дефектами ферм являются пороки древесины, поражение гнилью опорных концов, ослабление узловых соединений и разрывы.

Рассмотрим подробнее способы усиления поясов, элементов решетки и узлов фермы и влияние на их выбор характера повреждений.

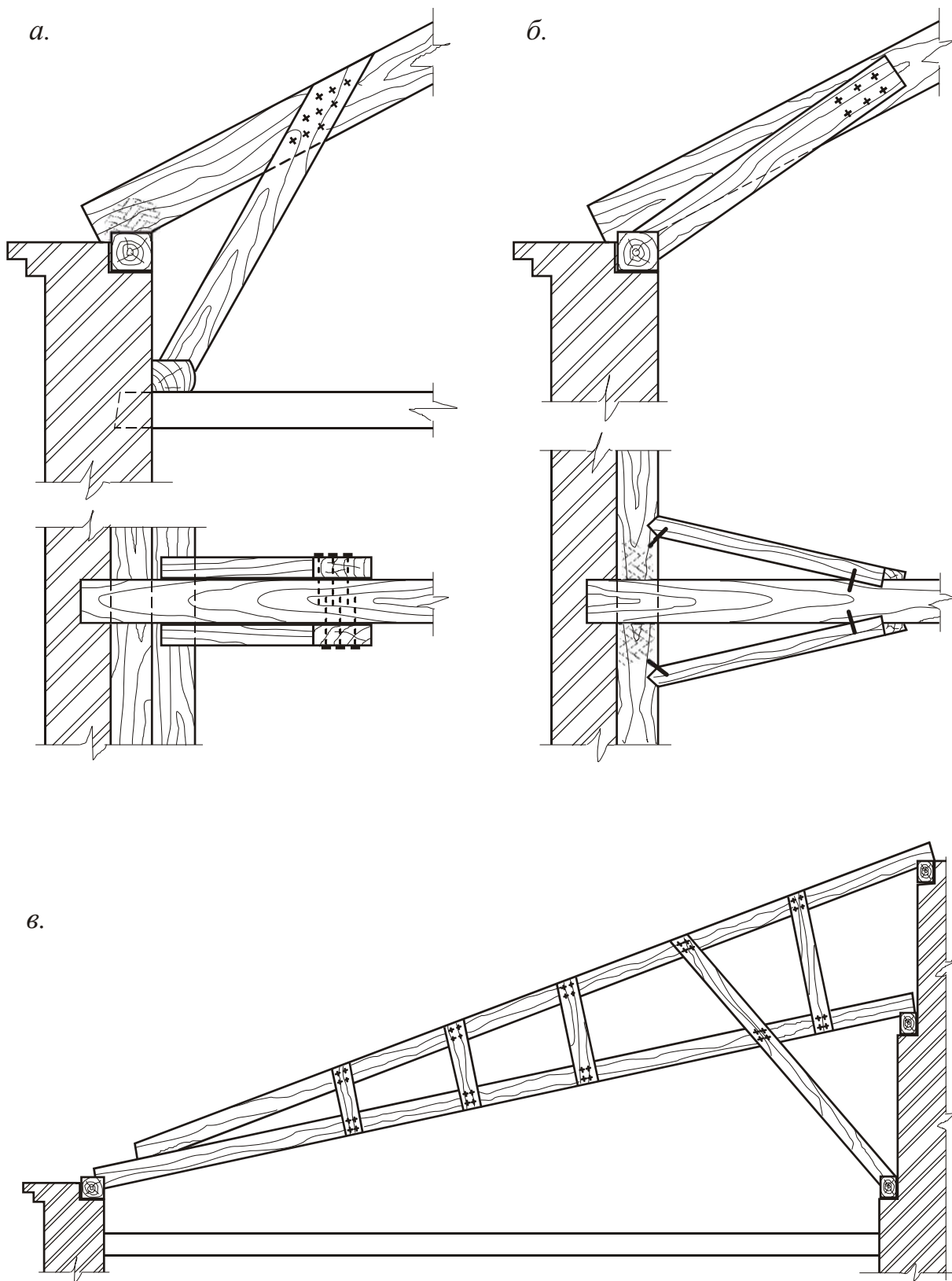


Рис.2.33. Способы усиления стропил:
а – при загнивании конца стропильной ноги; б – при загнивании мауэрлата;
в – при увеличении уклона кровли

Усиление *нижнего пояса* ферм бывает местным и общим.

Местное усиление применяется при небольших, локализованных в пределах одного элемента дефектах и производится посредством двухсторонних деревянных или металлических накладок на болтах.

Общее усиление применяется при значительных повреждениях, а также в случае разрыва нижнего пояса. Для усиления используется стальная затяжка из двух или четырех стержней, закрепленных на жестких стальных траверсах по торцам фермы. Натяжение стержней осуществляется с помощью гаек или стяжных муфт. Подробное конструкция затяжки рассматривалась при усилении железобетонной фермы (см.рис.2.33).

Усиление элементов *верхнего пояса* фермы производится при потере местной устойчивости или при наличии повреждений. Для усиления обычно применяются одно- или двухсторонние накладки, причем односторонние накладки могут одновременно использоваться и для выпрямления, изогнутых элементов.

Усиление *опорных узлов* фермы производится при загнивании или ослаблении соединения. При значительном повреждении гнилью узел и примыкающие к нему участки верхнего и нижнего поясов вырезаются и заменяются стальным протезом (рис.2.34,а). Работа по замене узла производится после предварительного закрепления (вывешивания) фермы. Если повреждение узла вызвано скалыванием упора под элементом верхнего пояса, то усиление выполняется с помощью отрезка бревна, стальных уголков и тяжей (рис.2.34,б). Отрезок бревна (анкер) присоединяется к элементу нижнего пояса на врубке и хомутах. Нижний пояс в зоне ослабления врубкой обязательно проверяется расчетом на прочность.

Усиление *растянутых элементов решетки* – стоек и раскосов – осуществляется с помощью стальных тяжей, подменяющих усиливаемые элементы (рис.2.34,в). Сечение тяжей определяется расчетом на растяжение.

При недостаточной несущей способности или при наличии больших повреждений ферма усиливается в целом. В этом случае используются шпренгели, промежуточные жесткие и упругие опоры, а также другие элементы усиления, характерные для плоских стержневых систем.

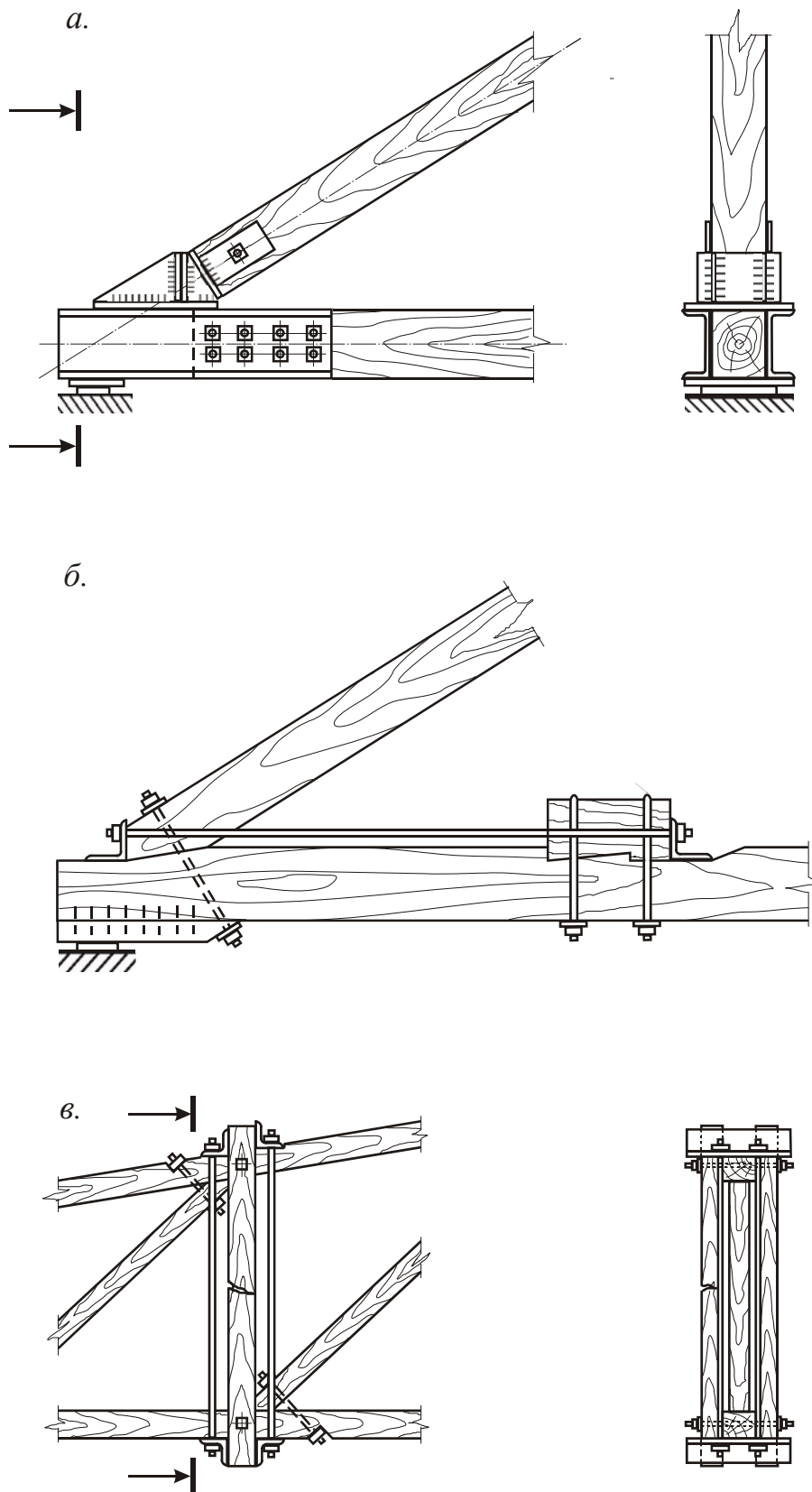


Рис.2.34. Способы усиления элементов деревянных ферм:
а – опорного узла стальным протезом; б – опорного узла стальными тяжами;
в – разорванной стойки стальными тяжами

2.5. Усиление фундаментов

Фундаменты являются важным элементом здания, обеспечивающим его прочность, устойчивость и долговечность, в связи с чем вопросам их усиления придается большое значение.

Понятие "усиление фундаментов" включает в себя несколько моментов: усиление грунтового основания, увеличение площади подошвы фундамента и его разгрузка за счет устройства дополнительных опор. Следует отметить, что особенно неблагоприятна для большинства зданий неравномерная осадка фундаментов, обусловленная неоднородностью грунтового основания и ухудшением его свойств при замачивании. Поэтому при усилении фундаментов часто оказывается достаточным улучшить физико-механические характеристики грунтового основания способами, изложенными в табл.2.17. Из рассмотренных способов наибольшее распространение получили цементация и силикатизация грунтов.

При усилении бутобетонных фундаментов старых зданий хорошо зарекомендовал себя метод железобетонной обоймы (табл.2.18.), который позволяет увеличить площадь подошвы фундамента и одновременно повысить его прочность. Для этого в фундаменте пробиваются сквозные отверстия, через которые пропускаются стальные или железобетонные балки с шагом 2–3 м. После укладки арматурных сеток или каркасов заливается бетонная смесь. Совместная работа обоймы и фундамента обеспечивается балками и силами трения по поверхности контакта.

С целью повышения эффективности обоймы перед ее устройством производится обжатие грунта основания бетонными блоками (банкетами) с помощью домкрата (табл.3.19, п.2). Усиление осуществляется следующим образом: в предварительно пробитые в фундаменте отверстия вставляются балки и замоноличиваются бетоном класса В15–В20. Затем укладываются банкеты и на них – домкрат враспор с балкой. Усилие обжатия грунта домкратом фиксируется с помощью распорок, а затем – отвердевшим бетоном обоймы. Работы по усилению производятся последовательно, участками по всей длине фундамента.

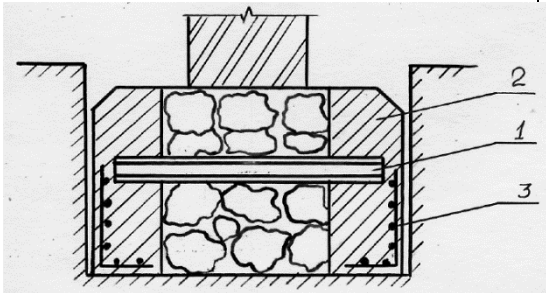
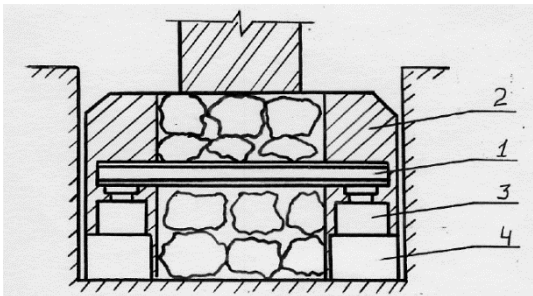
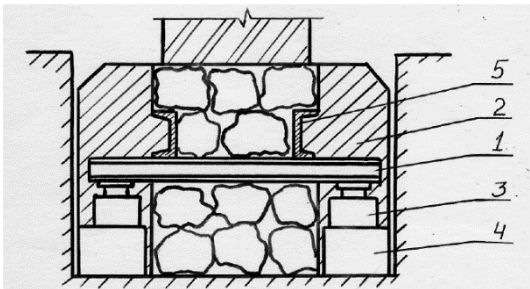
Если прочность материала фундамента низкая и не позволяет выполнить обжатие грунта вышеупомянутым способом, то фундамент предварительно усиливают продольными балками, укладываемыми на растворе в специально устроенные ниши (табл.2.18, п.3).

Т а б л и ц а 2.17
Способы повышения физико-механических характеристик грунтового основания

Метод закрепления грунта	Сущность метода	Грунт	Допустимые параметры применения	Эффект усиления:	
				прочность, МПа	водонепроницаемость, В
Цементация	Нагнетание цементной суспензии	Крупнозернистые пески	$K_{\phi} \geq 80$ м/сут		
Двухрастворная силикатизация	Последовательное нагнетание растворов силиката натрия и хлористого кальция	Пески	$K_{\phi} = 80-2$ м/сут		
Однорастворная силикатизация	Нагнетание раствора силиката натрия	Лессы	$K_{\phi} = 2-0,1$ м/сут		
То же	То же, с отвердителем	Мелкие пылеватые пески	$K_{\phi} = 5-0,5$ м/сут		
Смолизация	Нагнетание раствора карбамидной смолы с отвердителем	Пески	$K_{\phi} = 5-0,5$ м/сут		
Термический способ	Сжигание топлива в скважине	Лессы, лессовидные суглинки и чер-ноземы	Воздухонепроницаемость не менее 0,1 м/с	1-4	(водоустойчивость)

Т а б л и ц а 2 . 1 8

Усиление фундамента наращиванием

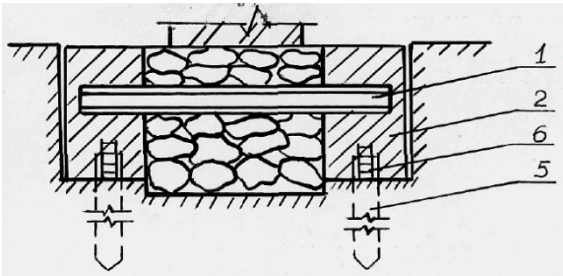
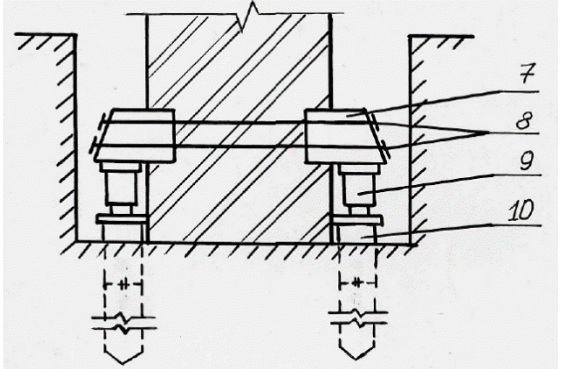
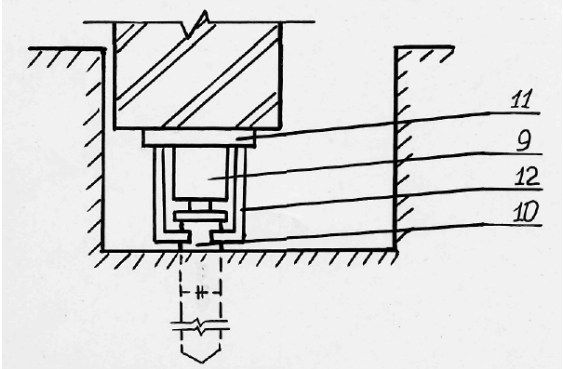
№	Способ усиления	Элементы усиления	
п/п	Эскиз усиления	№ поз.	Основные параметры
1	Усиление без обжатия грунта основания 	1 2 3	Балка 16...24 Бетон наращивания кл.В12,5...В20 Арматурная сетка из стержней кл.А1 Ø10...12 с шагом 200
2	Усиление с обжатием грунта основания 	1 2 3 4	Балка 16...24 Бетон наращивания кл.В12,5...В20 Домкрат Бетонный блок (сборный)
3	Усиление стальной обвязкой и обжатием грунта основания 	1 2 3 4 5	Балка 16...24 Бетон наращивания кл.В12,5...В20 Домкрат Бетонный блок Балка 20...26

Усиление фундаментов сваями получило в последнее время широкое распространение при реконструкции зданий. В табл.2.19, п.1, показан способ усиления набивными сваями, скважины под которые делаются посредством пневмопробойника импульсно-упорного действия. По данным [9].

при сравнительно небольшой мощности воздействующего механизма пробойник позволяет получать в пылевато-глинистых грунтах скважины диаметром 12–20 см без выемки грунта, что очень удобно в стесненных условиях реконструкции. Кроме того, вокруг скважины создается зона уплотненного грунта, обеспечивающая благоприятные условия для работы свай.

Т а б л и ц а 2 . 1 9

Усиление фундамента сваями

№ п/п	Способ усиления Эскиз усиления	Элементы усиления	
		№ поз.	Основные параметры
1	Усиление буронабивными сваями 	1 2 5 6	Балка 16...24 Бетон кл.В12,5...В20 Буронабивная свая Ø120...200 Арматурный каркас
2	Усиление вдавливанием свай вне фундамента 	7 8 9 10	Железобетонная балка (ростверк) Стальные тяжи Ø20...25 Домкрат Элемент свай
3	Усиление вдавливанием свай под фундаментом 	9 10 11 12	Домкрат Элемент свай Распределительная плита Направляющая стойка

В табл.2.19 представлены способы усиления фундамента сваями, состоящими из последовательно вдавливаемых в грунт секций. Сваи могут быть из стальных труб или железобетонными. Задавливание секций, имеющих длину 0,5-1,5 м, осуществляется с помощью домкрата, установленного под фундаментом в специально вырытой нише или же по обе стороны от фундамента. Нарращивание секций свай производится до тех пор, пока сопротивление вдавливанию не достигнет заданного проектом предельного значения. Затем давление в гидродомкрате сбрасывается до величины, при которой определяется контрольное погружение. Величина контрольного погружения должна быть не более 0,1 мм за 30 минут наблюдений. Параметры усиления фундаментов способом вдавливания свай регламентируются инструкцией [10]. Установки для вдавливания УБПС–640, 660, 3000 рассчитаны соответственно на усилия 640, 660 и 3000 кН, минимальный шаг свай составляет 450-600 мм.

Эффективность усилия в каждом конкретном случае определяется в зависимости от технического состояния существующего фундамента и ожидаемого после реконструкции увеличения нагрузки.

Для усиления отдельных железобетонных фундаментов под колонны применяют железобетонные пояса с предварительным обжатием грунта основания винтовыми (гидравлическими) системами, многосекционные сваи и железобетонные рубашки.

Устройство для усиления фундаментов с обжатием грунта (рис. 2.35) состоит из элемента уширения фундамента и вспомогательных элементов – консолей, соединённых с фундаментом стальными стержнями.

Усиление выполняется последовательно. Для этого по бокам фундамента с четырёх сторон с помощью анкеров, установленных в теле фундамента на эпоксидном клее, крепятся монолитные железобетонные консоли, имеющие закладные детали в виде трубы с приваренными на концах гайками, а по бокам – стержнями.

Обжатие грунта создаётся с помощью болтов, соединённых с закладной деталью винтовой нарезкой. Причем болты упираются свободным концом в пояс уширения.

После достижения необходимого усилия обжатия болты привариваются к гайкам и омоноличиваются. Зазоры между консолями и поясом заполняются мелкозернистым бетоном жёсткой консистенции.

Усиление отдельных фундаментов с помощью свай и железобетонной рубашки рассмотрим на примерах.

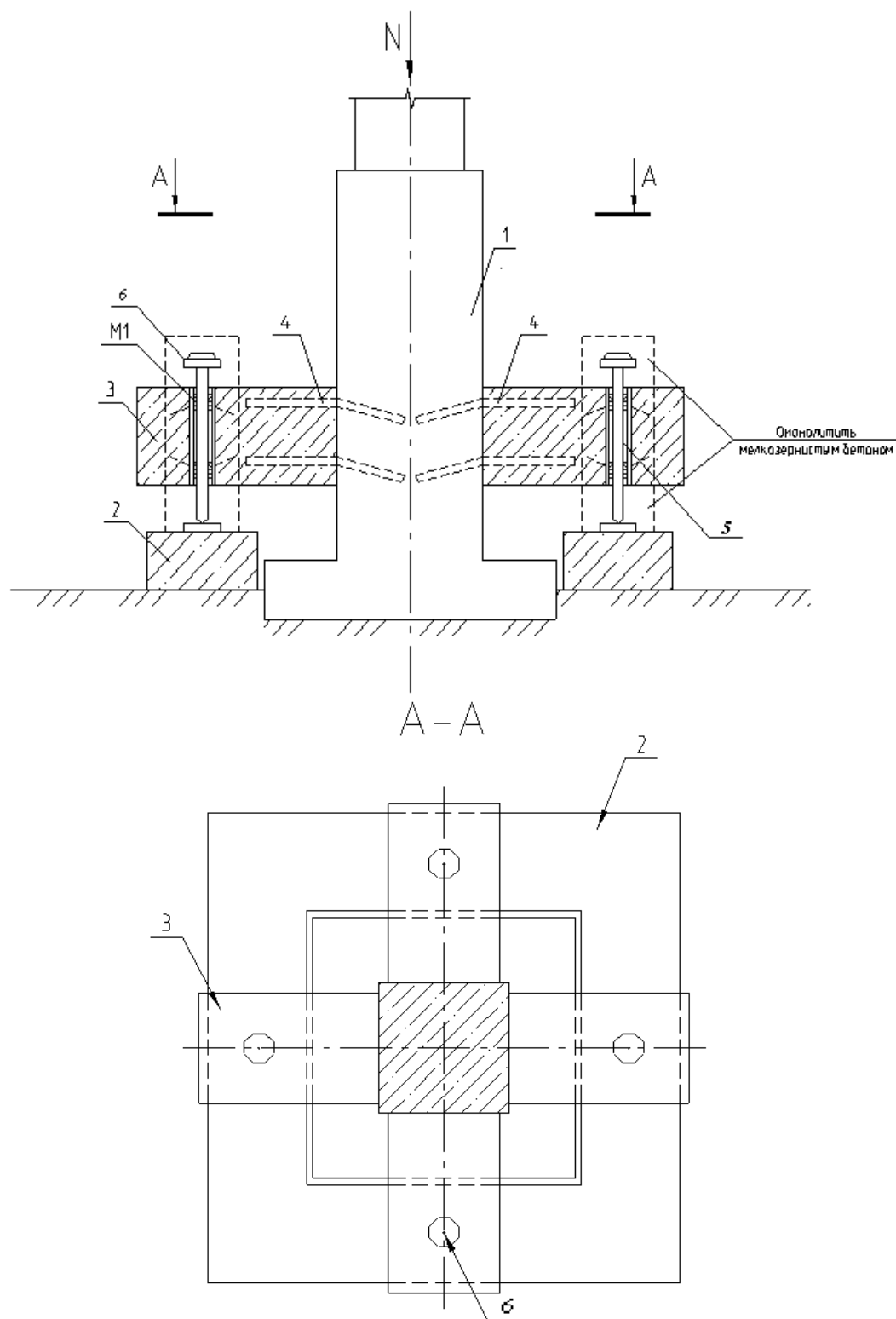


Рис. 2.35. Устройство для усиления фундамента с предварительным обжатием грунта основания:
 1 – фундамент, 2 – элемент уширения фундамента, 3 – ростверк,
 4 – анкер, 5 – закладная деталь (труба с гайками), 6 – натягающий болт

Пример 3.20. Требуется запроектировать конструкцию усиления фундамента сваями в связи с увеличением расчетной нагрузки на колонну.

Исходные данные: Фундамент под центрально-нагруженную колонну (рис. 2.36). Расчетная нагрузка на фундамент $N_{тр} = 815$ кН. Условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,14$ МПа. Бетон класса В12,5 ($R_b = 7,5$ МПа; $R_{bt} = 0,66$ МПа). Арматурная сетка С-1 из стержней диаметром 8 мм класса АII с шагом 200 мм ($R_s = 280$ МПа; $A_s = 352$ мм²). Размеры подошвы фундамента $a_\phi = b_\phi = 1,4$ м, высота фундамента $h_\phi = 0,75$ м. Колонна квадратного сечения $a_c = h_c = 0,4$ м. Сваи усиления диаметром 0,3 м располагаются на расстоянии 0,3 м от края фундамента.

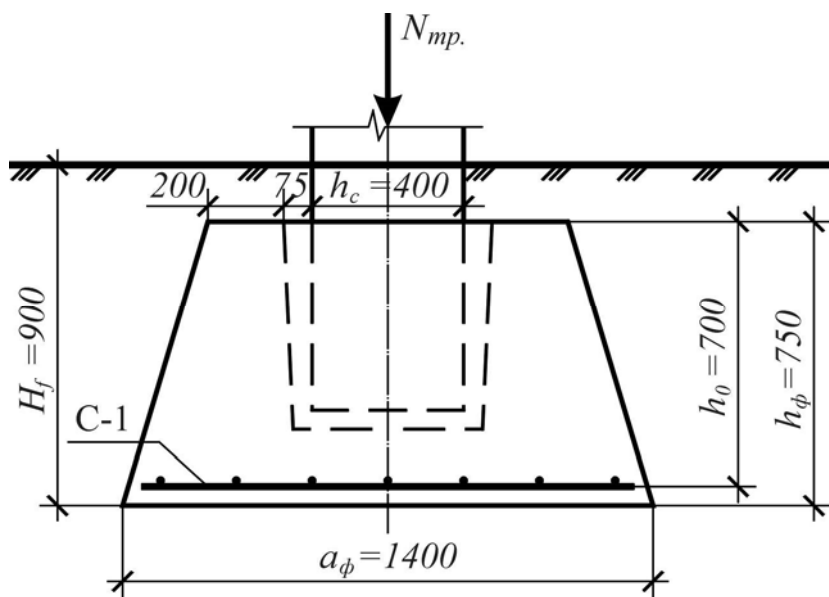


Рис. 2.36. Конструкция фундамента

Решение

Определение величины расчетной нагрузки, воспринимаемой фундаментом до усиления

а) Из условия прочности нормального сечения на действие реактивного отпора грунта

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b \gamma_{b2} b h_0} = \frac{280 \cdot 352}{6,75 \cdot 1400 \cdot 700} = 0,015,$$

где $h_0 = h - a = 750 - 50 = 700$ мм;

$$R_b \gamma_{b2} = 7,5 \cdot 0,9 = 6,75 \text{ МПа}.$$

Для найденного значения $\xi = 0,015$ по прил.8 находим $\nu = 0,993$.

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением фундамента:

$$M_{сеч} = R_s h_0 A_s \nu = 280 \cdot 10^3 \cdot 0,7 \cdot 352 \cdot 10^{-6} \cdot 0,993 = 68,99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Реактивный отпор грунта, воспринимаемый сечением фундамента:

$$P_1 = \frac{M_{\text{сеч}}}{0,125 \cdot (a_{\text{ф}} - h_c)^2 b} = \frac{68,99}{0,125 \cdot (1,4 - 0,4)^2 \cdot 1,4} = 394,23 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная нагрузка, воспринимаемая фундаментом:

$$N_1 = P_1 \cdot A_f = 394,23 \cdot 1,4 \cdot 1,4 = 772,69 \text{ кН}.$$

Площадь нижнего основания пирамиды продавливания при $h_c = a_c$

$$A_H = (2h_0 + h_c)^2 = (2 \cdot 0,7 + 0,4)^2 = 3,24 \text{ м}^2.$$

Так как $A_H > A_f$, $3,24 > 1,96$, продавливание при расчетной нагрузке $N_{\text{тр}}$ не произойдет.

б) Из условия допустимых деформаций грунта в основании фундамента
Нормативная нагрузка воспринимаемая фундаментом:

$$N_2^n = A_f (R_0 - \gamma_{\text{мт}} H_f) = 1,4 \cdot 1,4 \cdot (0,14 \cdot 10^3 - 20 \cdot 0,9) = 239,12 \text{ кН},$$

где $\gamma_{\text{мт}} = 20 \text{ кН/м}^3$ – средняя плотность тела фундамента и грунта на его уступах.

То же, расчетная нагрузка

$$N_2 = N_2^n \cdot \gamma_{\text{фм}} = 239,12 \cdot 1,15 = 275 \text{ кН}.$$

Определим величину расчетной нагрузки, передаваемой на сваи усиления:

$$\Sigma N_{\text{св}} = N_{\text{тр}} - N_{\text{мин}} = 815 - 275 = 540 \text{ кН},$$

где $N_{\text{мин}}$ – минимальная величина из составляющих N_1 , N_2 .

Назначаем количество свай усиления. Принимаем из условия $N_{\text{св}} \leq 1200 \text{ кН}$ количество свай усиления $n = 2$.

Фактическое усилие на одну сваю

$$N_{\text{св}} = \frac{\Sigma N_{\text{св}}}{n} = \frac{540}{2} = 270 \text{ кН}.$$

Расчет анкерных устройств

Задаемся диаметром анкеров, удерживающих свайный ростверк, из условия $d_a \geq 18 \text{ мм}$. Принимаем $d_a = 20 \text{ мм}$. Назначаем анкеры из стали марки С235 ($R_y = 230 \text{ МПа}$).

Усилие, воспринимаемое одним анкером диаметром 20 мм ($f_a = 3,142 \text{ см}^2$)

$$N_a = K R_y f_a = 0,8 \cdot 230 \cdot 10^3 \cdot 3,142 \cdot 10^{-4} = 57,81 \text{ кН},$$

где $K=0,8$ – коэффициент условия работы анкера.

Находим требуемое количество анкеров:

$$n_a = \frac{\Sigma N_{cb}}{N_a} = \frac{540}{57,81} = 9,34 \text{ шт.}$$

Принимаем $n_a = 10$ шт., при этом условие $n_a \geq 4$ шт. выполняется.

Расчет прочности ростверка на изгиб по нормальному сечению

Находим расчетный изгибающий момент (рис. 2.37):

$$M = N_{cb} l_0 = 270 \cdot 0,85 = 229,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Задаемся классом бетона ростверка В20 ($R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа).

Определяем требуемую полезную высоту сечения ростверка при коэффициенте $\alpha_0 = \alpha_{0,opt} = 0,3$:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 R_b b}} = \sqrt{\frac{229,5}{0,3 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,8}} = 0,29 \text{ м}.$$

Полная высота сечения ростверка

$$h = h_0 + a = 0,29 + 0,06 = 0,35 \text{ м}.$$

Для принятого коэффициента α_0 по прил.8 находим коэффициент $\nu = 0,815$.

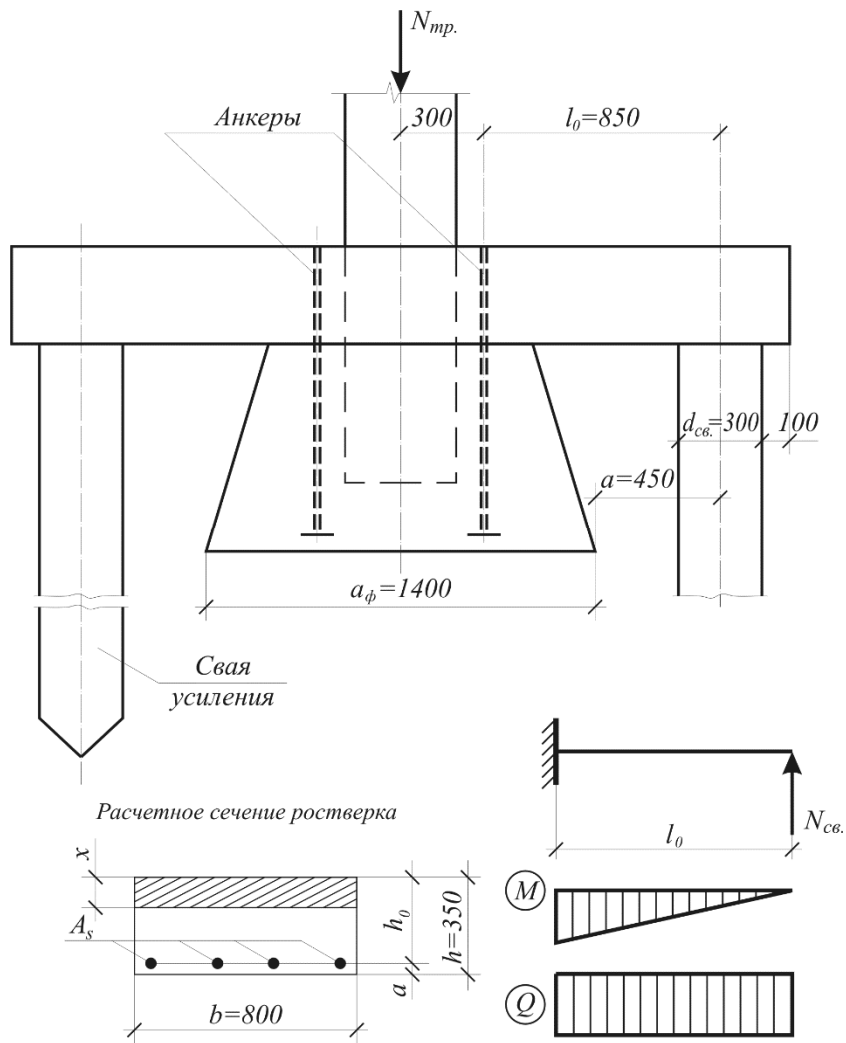


Рис. 2.37. Расчетная схема ростверка

Вычисляем требуемое количество рабочей арматуры класса АIII:

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \gamma} = \frac{229,5 \cdot 10^4}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,29 \cdot 0,815} = 26,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 22\text{AIII} + 4\varnothing 20\text{AIII}$ ($A_{s,f} = 27,76 \text{ см}^2$).

Проверка прочности ростверка по наклонной сжатой полосе

Находим расчетную поперечную силу

$$Q = N_{св} = 270 \text{ кН}.$$

Назначаем поперечную арматуру ростверка $4\varnothing 10\text{AI}$ ($A_{sw} = 3,14 \text{ см}^2$; $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$; $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}$). Шаг поперечных стержней $S = 200 \text{ мм}$.

Определяем коэффициенты:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{3,14}{80 \cdot 20} = 0,002;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7,78;$$

$$\varphi_w = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,002 = 1,08 < 1,3;$$

$$\varphi_b = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,89.$$

Проверяем условие

$$Q \leq 0,3\varphi_b\varphi_w R_b \gamma_{b2} b h_0$$

$$270 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 0,89 \cdot 1,08 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,29 = 692,4 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Производим расчет прочности ростверка по наклонной трещине

Находим расчетные параметры при значении коэффициента $\varphi_{b2} = 2$

$$B = \varphi_{b2} R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,29^2 = 109 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$C = \frac{2B}{Q} = \frac{2 \cdot 109}{270} = 0,8 \text{ м} > 2 h_0 = 0,58 \text{ м}.$$

Принимаем $C=0,58$.

$$Q_b = \frac{B}{C} = \frac{109}{0,58} = 187,93 \text{ кН} < Q = 270 \text{ кН}.$$

Погонное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой

$$q_{sw} = \frac{0,5Q}{C} = \frac{0,5 \cdot 270}{0,58} = 232,76 \text{ кН/м}.$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 10^3 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4}}{232,76} = 0,236 \text{ м} > S = 0,2 \text{ м}.$$

Конструкция усиления фундамента показана на рис. 2.38.

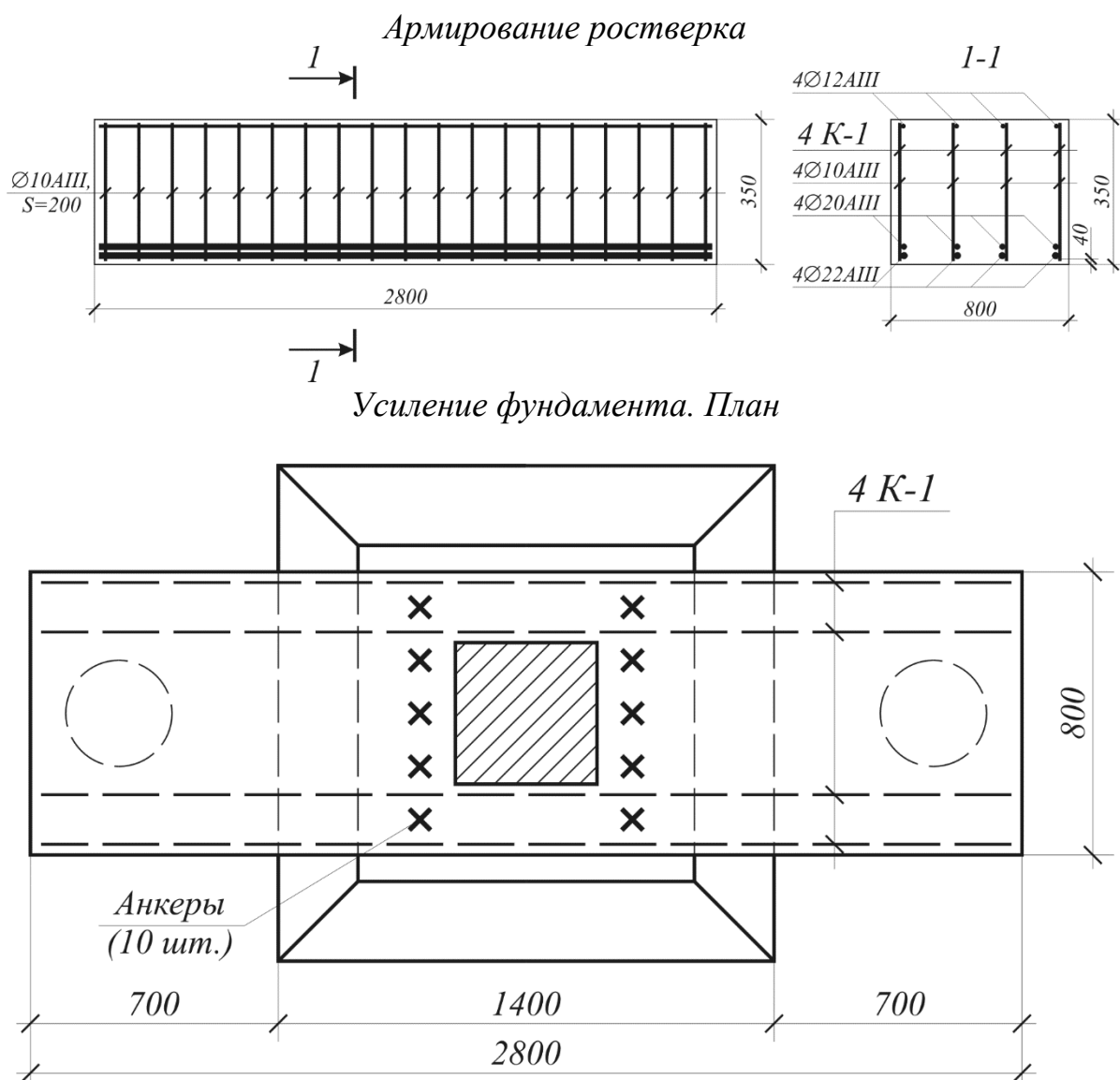


Рис. 2.38. Конструкция усиления фундамента

Последовательность выполнения работ по усилению фундамента:

- вскрываются полы, очищается поверхность фундамента от земли и строительного мусора;
- в пределах высоты ростверка делается насечка глубиной 5...15 мм на поверхности колонны (или на поверхности верхней ступени фундамента при размещении ростверка в пределах высоты фундамента);
- сверлятся отверстия под анкеры. Устанавливаются и замоноличиваются анкеры;
- изготавливается опалубка под ростверк. Производится армирование и бетонирование ростверка;
- после набора бетоном прочности (не менее 80% от проектной) выполняется задавливание под ростверк многосекционных свай усиления.

3. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

3.1. Методы реконструкции зданий

Большинство зданий является сложной системой, состоящей из строительных конструкций, технологического оборудования и инженерных коммуникаций, что, в свою очередь, предопределяет многообразие форм и методов реконструкции.

Под реконструкцией жилых, общественных и промышленных зданий понимается изменение их объемно-планировочного решения с целью приспособления к новым функционально-эксплуатационным, санитарно-бытовым и градостроительным нормам и требованиям.

Реконструкция жилых зданий условно делится на комплексную и частичную.

При комплексной реконструкции одновременно решаются задачи повышения капитальности здания, благоустройства и увеличения полезной (жилой) площади. Это достигается разными путями, наиболее характерными из которых являются замена несущих и ограждающих конструкций, пристройка дополнительных помещений и надстройка. При необходимости увеличения полезной (жилой) площади зданий, расположенных в городской черте, обычно используется надстройка. Надстраиваются двух-, пяти-этажные здания, имеющие физический износ не более 60%. Надстройка одного этажа, как правило, производится без усиления фундамента и грунта основания. При надстройке двух и более этажей усиливаются фундаменты и стены здания. Надстройка зданий является эффективной, так как при этом не требуется дополнительных расходов на проведение новых инженерных коммуникаций и не увеличивается застроенная площадь. В процессе комплексной реконструкции кирпичных зданий, имеющих большой физический износ, могут производиться частичная перекладка стен и полная замена перекрытий. Здание после комплексной реконструкции должно в полной мере отвечать современным санитарно-бытовым и эксплуатационным требованиям.

При частичной реконструкции обычно ограничиваются перепланировкой внутренних помещений без замены перекрытий и значительной перекладки стен. Частичная реконструкция целесообразна для зданий, имеющих небольшой физический износ (до 40%).

Рассмотрим некоторые наиболее характерные требования норм (СНиП 31-01-2003), предъявляемые к жилым зданиям, реконструкция которых сопровождается перепланировкой.

Так, например, минимальная величина отношения площади световых проемов жилых комнат и кухонь к площади пола этих помещений должна быть не менее 1:8; площадь спальни комнаты на одного человека

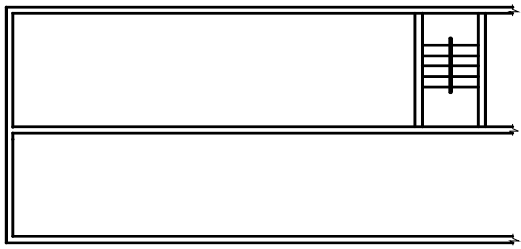
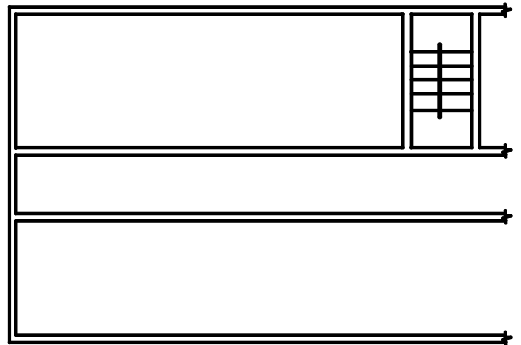
принимается не менее 8 м^2 , на двух человек – не менее 10 м^2 , площадь кухни – не менее 8 м^2 и т.д.

Перестраиваемые квартиры должны быть полностью благоустроены и содержать санитарный узел, хозяйственную кладовую или шкаф, хозяйственное холодное и горячее водоснабжение.

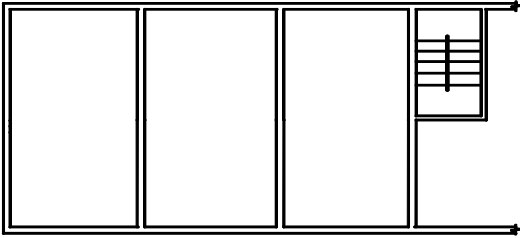
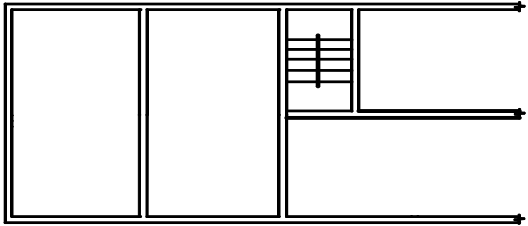
Немаловажным фактором при реконструкции является правильный выбор схемы планировки помещений, которая зависит от конструктивной схемы здания (табл.3.1), ширины пролётов и расстояния между лестничными клетками. Так, в узких зданиях шириной $Ш=8...10 \text{ м}$ и редким шагом лестничных клеток $Л=30...36 \text{ м}$ применяется галерейная схема планировки, позволяющая рационально использовать малую глубину корпуса для компоновки современных квартир. В зданиях с параметрами: $Ш=10...16 \text{ м}$, $Л=18...30 \text{ м}$ целесообразна секционная планировка с размещением санитарно-кухонного блока перпендикулярно продольной оси здания. При ширине здания более 16 м и величине $Л=30...36 \text{ м}$ предпочтительна коридорная планировка с устройством квартир гостиничного типа.

Т а б л и ц а 3 . 1

Конструктивные схемы зданий с несущими кирпичными стенами

№ п/п	Наименование конструктивной схемы	Фрагмент плана здания	Ширина здания, м
1	2	3	4
1	Однопролётная		6...8
2	Двухпролётная		10...14
3	Трёхпролётная		15...18

Окончание табл. 3.1

1	2	3	4
4	С поперечными несущими стенами		6...10
5	Комбинированная		8...14

Некоторые виды реконструкции жилых зданий, в том числе с перепланировкой помещений, даются в табл.3.2.

Следует отметить, что при реконструкции жилых зданий недопустимы работы, которые могут привести к снижению несущей способности существующих конструкций или нарушению санитарно-бытовых норм проживания. В этой связи запрещается:

- устройство оконных проёмов в несущих стенах панельных и крупноблочных зданий;
- установка перегородок, примыкающих к середине оконного проема;
- размещение санитарно-технического оборудования в толще перекрытий и над жилыми помещениями;
- производство работ, нарушающих гидроизоляцию конструкций;
- устройство входов в жилые помещения непосредственно с улицы или лестничной клетки (без тамбура или передней).

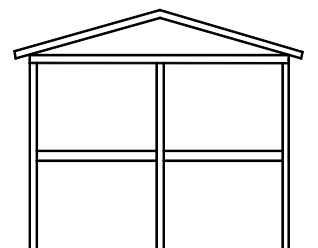
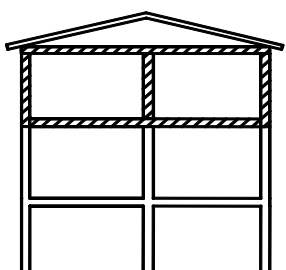
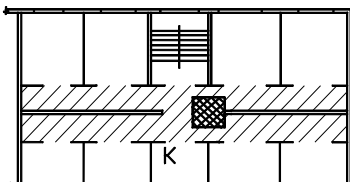
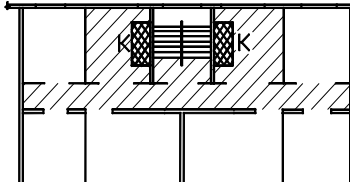
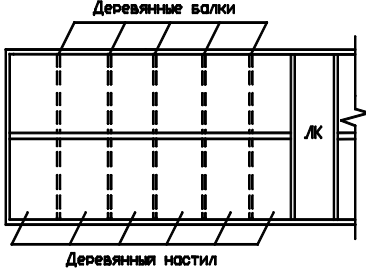
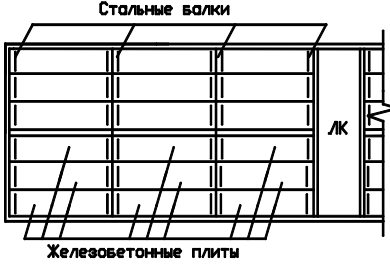
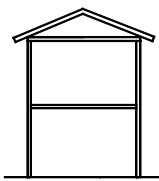
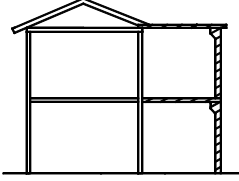
При переустройстве жилых зданий следует шире использовать прогрессивные конструктивные решения по пристройке дополнительных объемов, устройству крыш-мансард и соляриев, пристроенных погребов и т.п. Общие требования по реконструкции и капитальному ремонту жилых домов содержатся в ВСН 61-89 (р).

Реконструкция общественных зданий производится с учетом требований СНиП 2.08.02-89* “Общественные здания и сооружения”. При этом особое внимание уделяется требованиям противопожарной безопасности и путям эвакуации людей из зданий. В связи с этим предельная высота зданий дошкольных учреждений ограничивается тремя этажами, а учебных корпусов средних специальных и высших учебных заведений – девятью

этажами. По условиям эвакуации ширина лестничных маршей и выходов из общественных зданий принимается не менее 1,35 м.

Т а б л и ц а 3.2

Примерные схемы реконструкции жилых зданий

Вид реконструкции	Планы, разрезы зданий		Конструктивные изменения
	До реконструкции	После реконструкции	
Надстройка			1. Надстройка стен 2. Замена покрытия над 2-м этажом на железобетонное перекрытие
Перепланировка			1. Устройство новых дверных проемов 2. Изменение внутренней разводки сантехнического оборудования
Замена перекрытия			Замена деревянного перекрытия железобетонными плитами по стальным балкам
Пристройка			Пристройка галерей: а) установка колонн и стенового ограждения б) устройство перекрытий

В процессе переустройства зданий с иным функциональным назначением под общественные используются различные виды планировок, например:

- анфиладная планировка применяется для торговых залов, библиотек или музеев;
- коридорная планировка – преимущественно для учебных заведений и больниц;
- секционная планировка – для дошкольных детских заведений.

Если помещения общественного назначения проектируются в реконструированном жилом здании, то дополнительно руководствуются требованиями норм для жилых зданий, на основании которых общественные помещения в жилом доме располагаются преимущественно в первом, втором и цокольном этажах. Кроме того, в жилом доме не допускается размещение предприятий бытового назначения, в которых применяются легковоспламеняющиеся вещества, а также специализированных магазинов, товары которых вызывают загрязнение территорий и воздуха жилой застройки. Входы и выходы у общественных помещений располагаются изолированно от жилой части здания. Исключение составляют дома для престарелых и семей с инвалидами.

При реконструкции общественных и жилых зданий старой застройки, представляющих архитектурную и историческую ценность, необходимо стремиться к сохранению облика фасадов и, по возможности, этажности.

Примерные схемы реконструкции общественных зданий (аудиторного корпуса, школы) даются в табл.3.3.

Под реконструкцией промышленных зданий понимается переустройство зданий основного, подсобного и обслуживающего назначения с целью увеличения производственных мощностей, улучшения качества и номенклатуры продукции при одновременном улучшении условий труда и охраны окружающей среды.

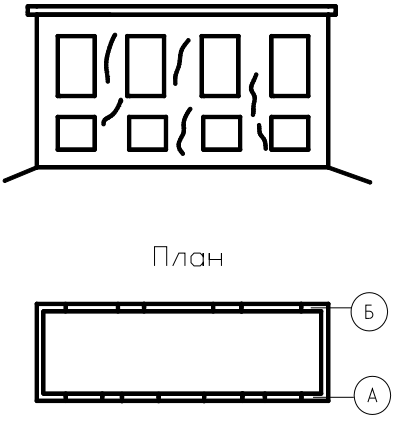
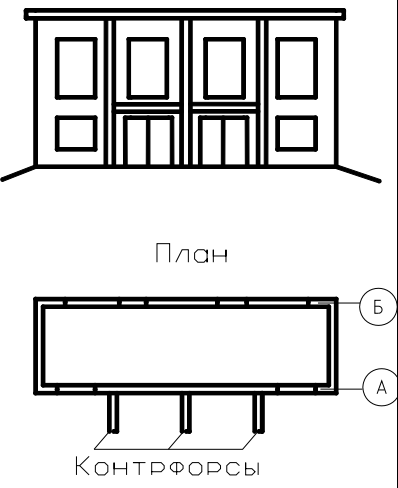
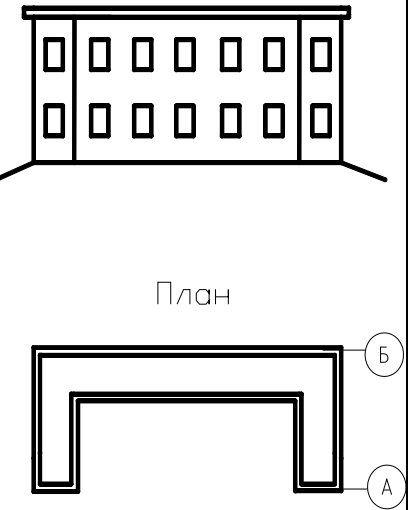
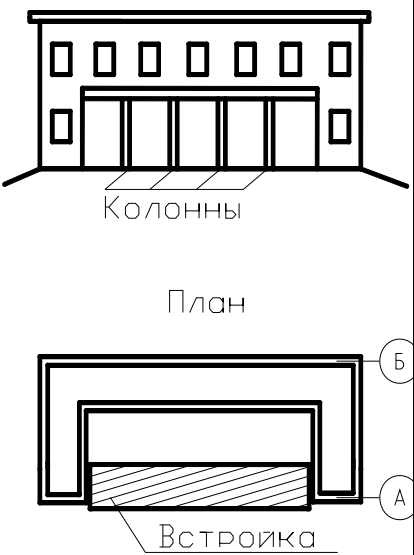
Реконструкция промышленных зданий тесно связана с проблемой интенсификации производства, развивающегося по трем главным направлениям: расширение, модернизация и техническое перевооружение.

В настоящее время темпы развития промышленного производства таковы, что модернизацию и техническое перевооружение необходимо производить в среднем через 8-10 лет, т.е. в сроки, когда физический износ здания может оказаться относительно небольшим (10-20%), а моральный износ достигает предельного состояния. Именно последнее часто и предопределяет характер реконструкции здания, которая сводится к следующим видам:

- изменение объемно-планировочной структуры здания;
- повышение эксплуатационных качеств несущих и ограждающих конструкций;
- улучшение освещения, аэрации, эстетических показателей интерьера помещений.

Таблица 3.3

Примерные схемы реконструкции общественных зданий

Вид реконструкции	Планы, разрезы зданий		Конструктивные изменения
	До реконструкции	После реконструкции	
Пристройка к стене	Фасад по оси А  План	Фасад по оси А  План Контрфорсы	1. Усиление стены контрфорсами 2. Пристройка складского помещения между контрфорсами
Встройка второго этажа	Фасад по оси А  План	Фасад по оси А  План Колонны Встройка	1. Устройство колонн на отдельных фундаментах 2. Встройка второго этажа (по колоннам)

Реконструкция промышленных зданий имеет ряд характерных особенностей, главной из которых является проведение реконструктивных работ в условиях действующего производства.

Многие производственные процессы сопряжены с агрессивными выделениями, вибрацией и высокой насыщенностью помещений оборудованием. Все это сдерживает темпы реконструкции и затрудняет механизацию строительных работ.

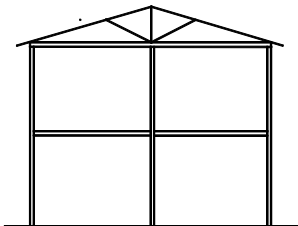
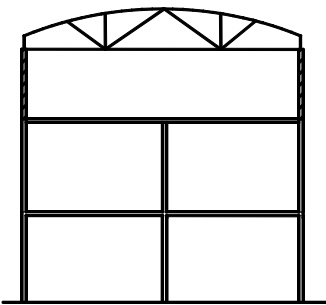
При невозможности совмещения реконструктивных работ с производственным циклом допускается временная остановка производства. Предельные сроки реконструкции промышленных зданий регламентируются соответствующими нормативными документами.

В процессе переустройства промышленных зданий используются различные конструктивные мероприятия, среди которых: увеличение высоты здания наращиванием колонн или надстройкой дополнительного этажа; увеличение пролетов здания путем удаления промежуточных колонн; усиление колонн, подкрановых балок, стропильных конструкций с целью увеличения грузоподъемности кранового оборудования (мостовых или подвесных кранов); усиление междуэтажных перекрытий под новое, более тяжелое технологическое оборудование; удаление внутренних кирпичных стен с переустройством конструкции покрытий и перекрытий.

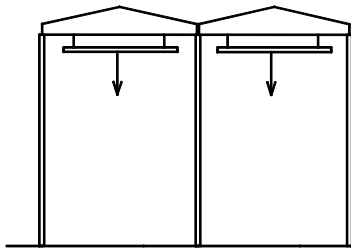
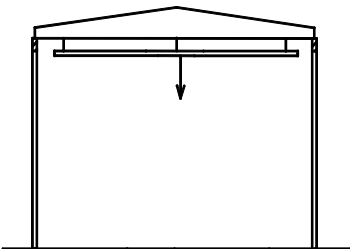
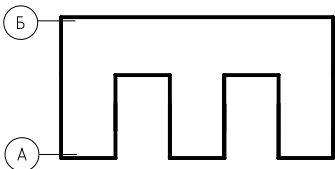
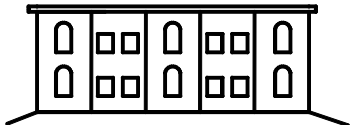
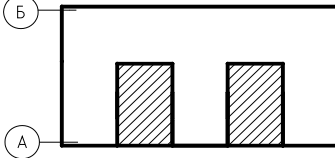
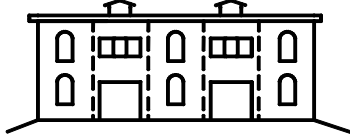
Некоторые схемы реконструкции промышленных зданий показаны в табл. 3.4.

Т а б л и ц а 3 . 4

Примерные схемы реконструкции промышленных зданий

Вид реконструкции	Планы, разрезы, фасады зданий		Конструктивные изменения
	До реконструкции	После реконструкции	
1	2	3	4
Надстройка двухэтажного здания			1. Надстройка наружных кирпичных стен 2. Замена покрытия второго этажа на перекрытие 3. Увеличение длины стропильной конструкции

Окончание табл. 3.4

1	2	3	4
Увеличение пролёта здания			1. Усиление колонн крайнего ряда 2. Ликвидация колонн среднего ряда 3. Замена стропильных балок плитами на “на пролет”
Встройка складских помещений	План здания  Фасад по оси А 	План здания  Фасад по оси А 	1. Устройство дополнительного покрытия 2. Установка светоаэрационных фонарей 3. Устройство дополнительного стенового ограждения и ворот

3.2. Замена перекрытий

Конструкции, имеющие значительные повреждения или большой физический износ, целесообразно заменить на новые. Например, при реконструкции зданий старой застройки отмечается, что часто выходят из строя деревянные конструкции перекрытий, причем степень их износа и повреждений такова, что замена становится необходимой. Это объясняется тем, что физический срок службы деревянных перекрытий и каменных стен или фундаментов далеко не одинаковый. Если каменные или бетонные конструкции при обычных условиях эксплуатации служат 100 и более лет, то из дерева в тех же условиях – примерно 50 лет.

Поскольку деревянные перекрытия являются наиболее уязвимыми и поэтому часто заменяемыми элементами зданий, заострим внимание именно на них.

Замена перекрытий, в зависимости от характера повреждений и условий реконструкции, может быть частичной или полной. Частичная замена

обычно применяется при местном повреждении перекрытий, например, в зоне расположения санитарных помещений, а также при увеличении на отдельных участках полезной нагрузки. Причиной полной замены служат массовые повреждения и значительный физический износ всего перекрытия.

Следует помнить, что полная замена перекрытия является трудоемким процессом, особенно в тех случаях, когда невозможно использование подъемных кранов. Поэтому она целесообразна, если нормативный срок службы нового перекрытия будет примерно равным оставшемуся нормативному сроку службы несменяемых элементов здания – стен и фундаментов.

Рассмотрим подробнее виды сборных конструкций, используемых при замене перекрытий, а также способы замены.

Сборные конструкции, используемые при замене перекрытий

При замене перекрытий в основном применяются такие же типы конструкций, как и при новом строительстве, однако, с учетом специфики реконструктивных работ, некоторые из них видоизменяются и совершенствуются. Эскизы таких конструкций показаны на рис.3.1,а,б,в,г.

Все конструкции, предназначенные для ремонтно-строительных работ, классифицируются по массе на крупноразмерные с массой более 500 кг; среднеразмерные с массой 200-500 кг; малоразмерные с массой менее 200 кг. Это значительно упрощает подбор конструкций в соответствии с грузоподъемностью имеющегося кранового оборудования и, кроме того, позволяет компоновать перекрытие таким образом, чтобы его элементы были примерно равновесными. Выбор типа размера сборных элементов в значительной степени зависит от характера реконструкции.

При полной замене перекрытий используются крупноразмерные элементы в виде ребристых и пустотных панелей (настилов), длина которых назначается в соответствии с размерами пролетов реконструируемых зданий и имеет градацию 200...300 мм. Основным препятствием для широкого использования панелей в обычном варианте является сложность и высокая трудоемкость устройства в кирпичной кладке стен сплошных штраб, необходимых для опирания. К тому же штрабы существенно ослабляют стены, имеющие большой физический износ или малую толщину.

Развитием этого вида конструкций являются панели с выпускными ребрами с одной или двух сторон (рис.3.1,а). Монтаж таких панелей ведется в заданной последовательности. Перед установкой панели в проектное положение в стенах пробиваются гнезда шириной в один кирпич и высотой 5...6 рядов кладки. Глубина гнезда в одной из стен делается в 1...1,5 кирпича, а в другой – 0,5 кирпича. В гнездах устраиваются опорные подушки из цементно-песчаного раствора жесткой консистенции. Панели к месту укладки подаются в наклонном положении. Сначала заводятся опорные

ребра в глубокие гнезда, а затем – в мелкие. После укладки панелей гнезда заделываются бетоном или кирпичом на цементном растворе.

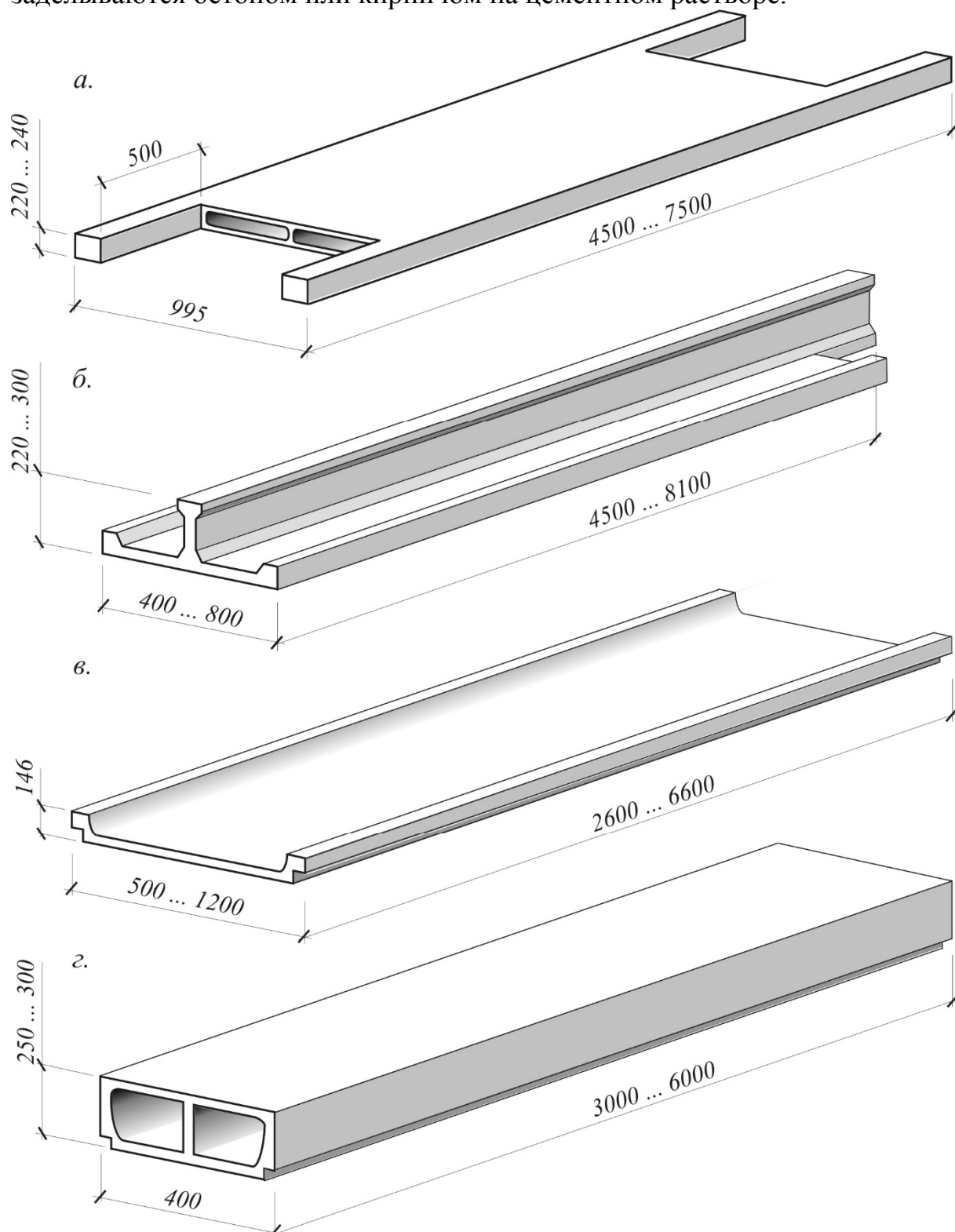


Рис. 3.1. Железобетонные элементы, используемые при замене перекрытий:
а – пустотные плиты с выпускными ребрами; б – балка-настил таврового профиля; в – вкладыш корытообразного профиля; г – легковесный вкладыш

Особенностью расчета панелей с выпускными ребрами является проверка прочности ребер по наклонному сечению у опор.

При реконструкции жилых и общественных зданий часто применяются балки-настилы таврового профиля длиной 4,5...8,1 м, имеющие развитую полку шириной 400...800 мм. В зависимости от условий опирания настилы могут изготавливаться с выпускным ребром (рис.3.1,б). Армируются балки-настилы стержневой (АII, АIII) и проволочной (Вр-1) арматурой. Особое внимание уделяется качеству армирования в зоне сопряжения полки и ребра, где концентрируются растягивающие напряжения от изгиба двух направлений вдоль и поперек полки.

Устройство перекрытия по балкам-настилам состоит из нескольких последовательных операций, включающих укладку тепло- и звукоизоляционного слоя из сыпучих, рулонных или плитных материалов и укладку лаг с досками чистого пола. Лаги и дощатый пол могут заменяться сплошными железобетонными плитами.

При частичной замене перекрытий целесообразно использовать средне- и малоразмерные конструкции в виде балок и плит.

В практике реконструкции широко используются балки с традиционной формой поперечного сечения – тавровые, двутавровые и пустотелые (рис.3.2,а,б,в). Длина этих балок обычно составляет от 2,8 до 7,2 м, высота поперечного сечения в зависимости от вида балки находится в пределах 0,18...0,48 м.

Если по условиям реконструкции требуется уменьшить вес монтажных элементов перекрытия, то применяются балки Г-образного или швеллерного сечения (рис.3.2,г,д), которые устанавливаются попарно вплотную или с зазором. Спаривание балок позволяет получать суммарное сечение требуемой формы, например: тавровой – при Г-образных балках; двутавровой или прямоугольной формы – при швеллерных. Балки швеллерного сечения изготавливаются сплошными и дырчатыми.

Достоинством применения балочных конструкций является возможность использования широкой номенклатуры средне- и мелкогабаритных плит, габариты которых устанавливаются в зависимости от принятого шага балок. При устройстве перекрытий смешанного типа широко применяются плиты-вкладыши корытообразного профиля (см.рис.3.1,в), укладываемые на консольные выступы тавровых или двутавровых балок. Вкладыши образуют гладкую потолочную поверхность перекрытия и, кроме того, они несут нагрузку от звукоизоляционного слоя.

Дальнейшим совершенствованием конструкции перекрытий явилась разработка пустотелого легкого бетонного вкладыша (см.рис.3.1,г), при использовании которого отпадает необходимость в устройстве звуко-теплоизоляции и дополнительно упрощается устройство пола.

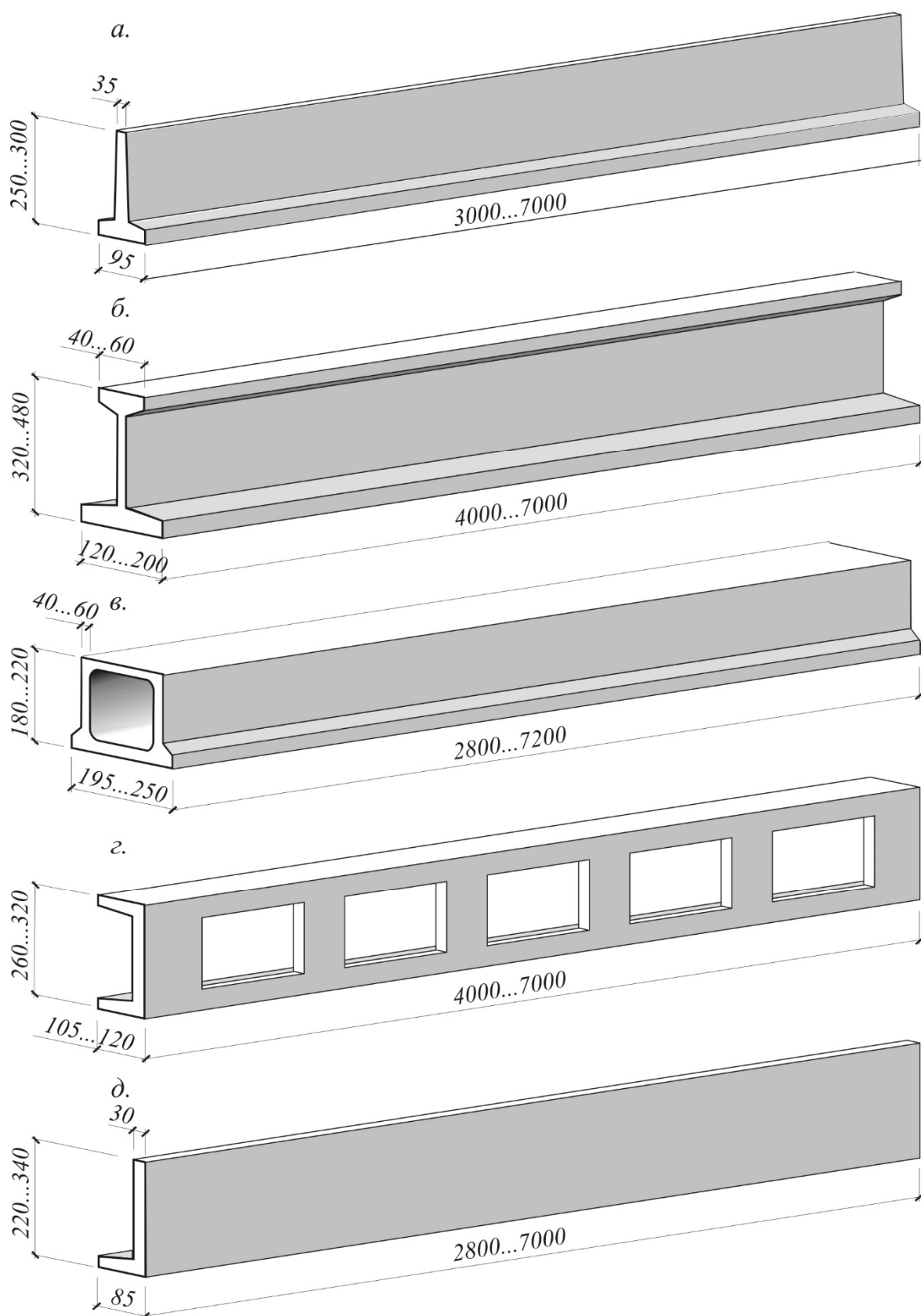


Рис. 3.2. Типы балок, используемые при замене перекрытий:
а, б – таврового и двутаврового профилей; в – пустотелая;
г, д – швеллерного и уголкового профилей

Вспомогательными конструкциями при устройстве перекрытий в зданиях с большими пролетами служат сборные несущие перегородки и составные колонны, выполняющие роль промежуточных опор.

Несущие перегородки (рис.3.3,а) изготавливаются с консольными выступами, которые используются для опирания плит настила. В комплект с перегородками также входят фундаментные П-образные балки.

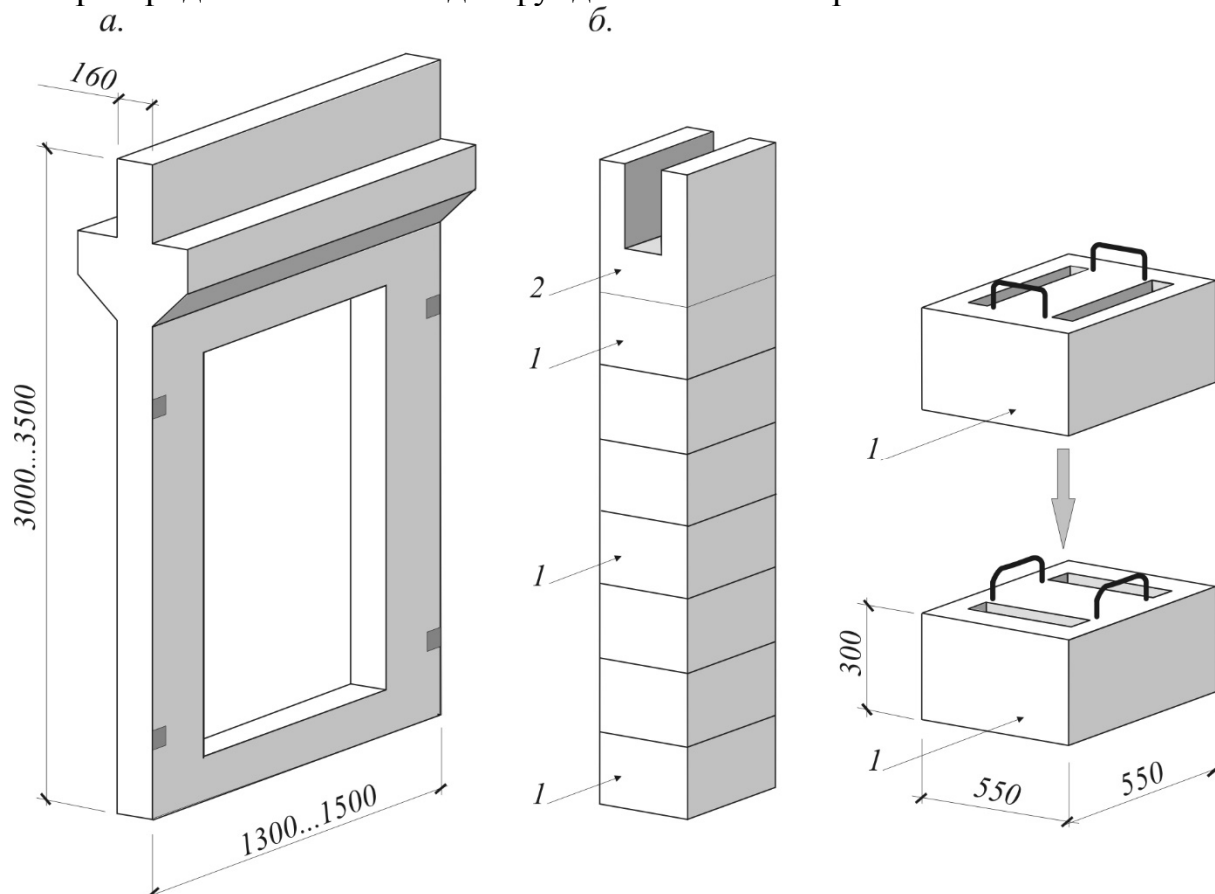


Рис. 3.3. Вспомогательные конструкции, используемые при замене перекрытий:
а – несущая перегородка; б – составная колонна;
1 – рядовой элемент; 2 – оголовок

Составные колонны (рис.3.3,б) состоят из отдельных элементов квадратного сечения 550×550 мм и высотой 300 мм. Оголовок колонны высотой 500 мм имеет специальный паз для опирания прогона.

Состыковываются элементы колонны с помощью выпусков арматуры, которые вставляют в пазы, заполненные бетонной смесью.

Следует отметить, что рассмотренные конструкции составляют лишь небольшую часть номенклатуры железобетонных изделий, используемых при замене перекрытий, которая, по некоторым источникам [33], включает примерно 380 наименований. При выборе конструкций для замены целесообразно пользоваться "Каталогом экономичных изделий и строительных конструкций для капитального ремонта зданий со стенами из кирпича, построенных на территории РСФСР" [34], а также другими информативными материалами [35, 36].

Способы замены перекрытий

Замена перекрытий реконструируемых зданий производится в сборном, сборно-монолитном и монолитном вариантах. Как уже отмечалось, наиболее индустриальным и менее трудоемким является перекрытие из крупноразмерных элементов, что, однако, не всегда возможно из-за отсутствия кранового оборудования и стесненных условий монтажа. Основным же способом замены перекрытий в жилых и общественных зданиях считается сборный вариант с использованием средне- и мелкоразмерных элементов. Конструкции перекрытий, выполненные из таких элементов, показаны на рис.3.4,а,б.

При недостаточной прочности и жесткости применяемых балок перекрытие делается в сборно-монолитном варианте. Для этого используются спаренные балки (рис.3.4,в), зазор между которыми вначале армируется, а затем замоноличивается тяжелым бетоном класса В15÷В20.

В другом варианте возможно использование одинарных балок малого сечения, имеющих выпуски арматуры с последующим их наращиванием монолитным бетоном (рис.3.4,г).

При малых объемах реконструктивных работ или отсутствии необходимых сборных элементов замена перекрытий делается в монолитном варианте. Монолитные перекрытия имеют определенные преимущества перед сборными. Так, при монолитном варианте можно сохранить существующие элементы перекрытий, находящиеся в удовлетворительном состоянии, и, кроме того, производить работы при минимальном уровне механизации.

Монолитные перекрытия устраиваются в виде сплошных, пустотелых или ребристых плит, при этом имеющиеся деревянные перекрытия используются в качестве несъемной опалубки и включаются в работу (рис.3.4,д,е). Если же старое перекрытие имеет большой физический износ, то оно используется в качестве временной опалубки и после набора бетоном прочности демонтируется. Однако новое перекрытие в данном случае располагается выше ранее существовавшего. Конструкция такого перекрытия показана на рис.3.4,ж.

Другим примером использования старых конструкций может служить монолитное перекрытие по стальным балкам (рис.3.4,з), которые первоначально используются для крепления опалубки, а затем – как жесткая арматура.

К недостаткам монолитных перекрытий следует отнести высокую трудоемкость изготовления. Это подтверждается и данными, приведенными в табл.3.5.

Исследования, однако, показывают, что трудоемкость монолитных перекрытий можно значительно снизить, если при их изготовлении использовать унифицированную многократно оборачиваемую опалубку и высокопроизводительные механизмы подачи бетонной смеси (бетононасосы).

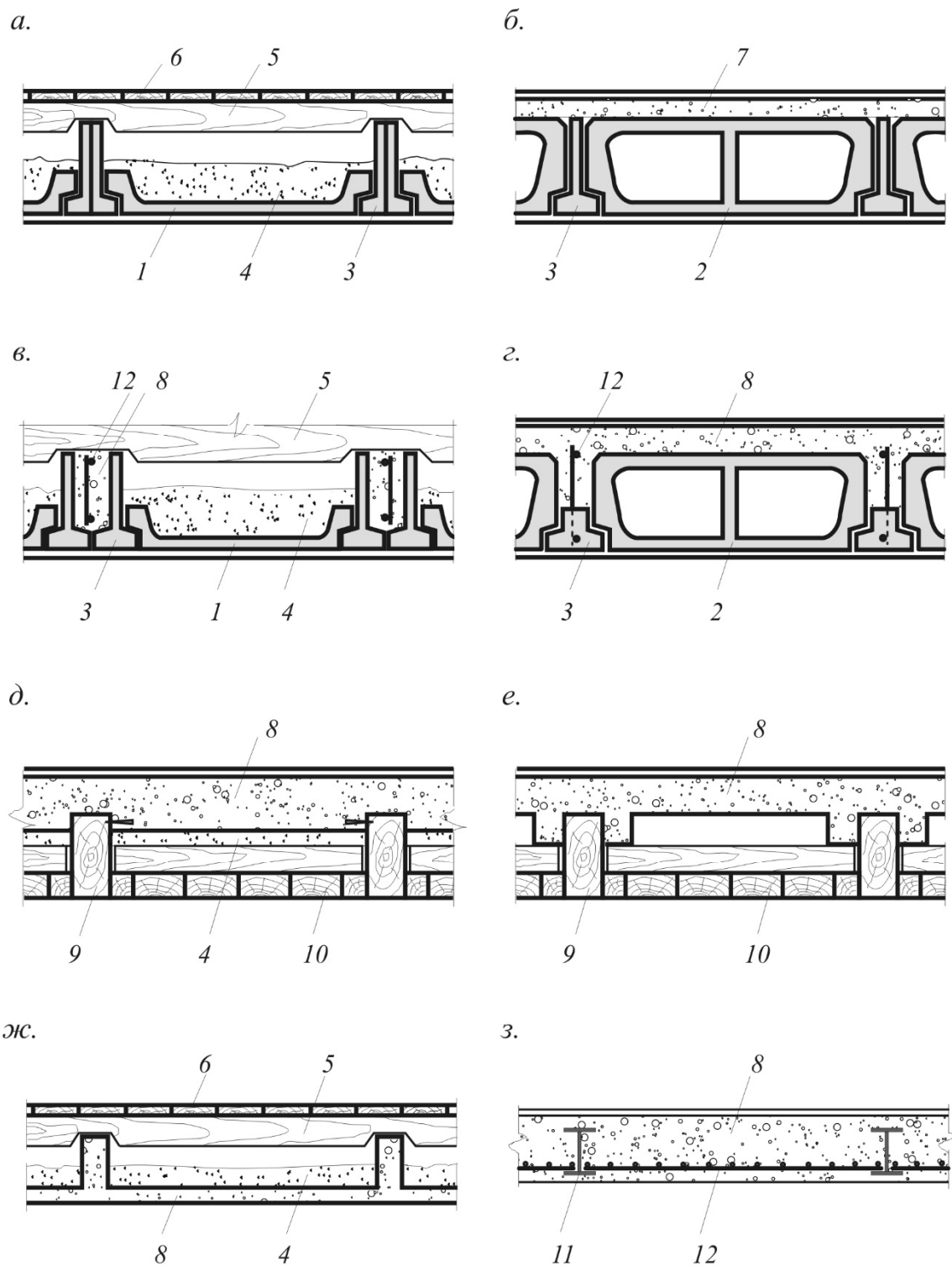


Рис. 3.4. Конструкции вновь устраиваемых перекрытий:
 а, б – варианты сборного перекрытия; в, г – варианты сборно-монолитного перекрытия; д, е, ж, з – варианты монолитного перекрытия;
 1, 2 – железобетонный (легкобетонный) вкладыш; 3 – железобетонные балки;
 4 – засыпка (утеплитель); 5 – лага; 6 – дощатый пол; 7 – бетонный пол;
 8 – монолитный бетон; 9, 10 – балка и накат старого перекрытия;
 11 – стальная балка; 12 – арматура

Т а б л и ц а 3.5

Показатели трудозатрат на устройство перекрытий
реконструируемых жилых зданий [33]

№ п/п	Виды перекрытий и способы их возведения	Показатели трудозатрат, чел.-ч/м ²
1	Междуэтажные перекрытия из крупноразмерных пустотных настилов с выпускными ребрами	1,771
2	Сборно-монолитные междуэтажные перекрытия	1,786
3	Междуэтажные перекрытия из сборных железобетонных балок-настилов с широкой нижней полкой	1,891
4	Междуэтажные перекрытия из деревянных балок с щитовым накатом	2,148
5	Междуэтажные перекрытия балочной конструкции из среднеразмерных сборных железобетонных элементов	2,215
6	Монолитная железобетонная плита с балками-ребрами, обращенными вверх	7,595
7	Плоская монолитная железобетонная плита	7,912

При определении эффективности замены перекрытий используется метод сопоставления приведенных затрат, полная величина которых на единицу измерения находится по формуле

$$П = С + E_n K + П_p + П_{кр} + П_z + П_{тр},$$

где $С$ – себестоимость перекрытия в деле;
 E – нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений;
 K – капитальные вложения в основные фонды в сфере строительства;
 $П_p, П_{кр}, П_z, П_{тр}$ – приведенные затраты за весь период функционирования объекта соответственно: на разборку перекрытий с учетом реализации материалов, полученных от разборки; на капитальный ремонт перекрытий за оставшийся нормативный срок эксплуатации здания; на полную замену перекрытий; на текущие ремонты и прочие эксплуатационные расходы, равномерно распределенные во времени.

При определении приведенных затрат на замену перекрытий в производственных зданиях учитываются также затраты, связанные с остановкой производства.

Сравнительная экономическая эффективность на единицу измерения или на здание в целом определяется по разности приведенных затрат:

$$\mathcal{E} = \Pi_1 - \Pi_2,$$

где Π_1 – приведенные затраты по варианту, принятому за аналог;

Π_2 – то же по варианту рассматриваемого решения.

При оценке экономической эффективности технических решений целесообразно также рассматривать варианты одновременной замены перекрытия и поддерживающей конструкции (стены).

Примером такого решения может служить разработанная в Пензенском ГУАС технология замены деревянных перекрытий на сборно-монолитное железобетонное и внутренней кирпичной несущей стены на монолитные колонны и ригели, расположенные в плоскости стены.

3.3. Техничко-экономические показатели реконструкции зданий

Техничко-экономические показатели (ТЭП) являются важнейшей составной частью проекта реконструкции здания. На основании анализа технико-экономических показателей делается заключение об эффективности и целесообразности реконструкции.

Количество ТЭП зависит от назначения здания и может изменяться в больших пределах. Рассмотрим основные виды ТЭП, а также некоторые из наиболее значимых факторов, которые на них влияют.

Перечень основных технико-экономических показателей на реконструкцию жилого здания:

1. Число секций в доме.
2. Число этажей.
3. Высота этажа.
4. Общее число квартир: а) с одинаковым числом комнат;
б) с одинаковой площадью.
5. Среднее число комнат на одну квартиру.
6. Жилая площадь.
7. Общая площадь, в том числе жилой и нежилой частей здания.
8. Средняя жилая площадь на одну квартиру.
9. Средняя полезная площадь на одну квартиру.
10. Коэффициент K_1 – отношение жилой площади к общей здания в целом.
11. Коэффициент K_2 – отношение строительного объема здания к его площади.
12. Площадь застройки здания.
13. Общая стоимость работ: а) жилой части здания; б) нежилой части здания; в) благоустройства здания; г) наружных коммуникаций.

14. Стоимость 1 м² площади: а) жилой; б) общей; в) общей нежилых помещений.

15. Коэффициент K – отношение проектируемой жилой площади к имеющейся.

Основными расчетными единицами измерения для жилых домов квартирного типа являются: 1 м² общей площади; 1 м² жилой площади; одна квартира; одна комната.

Перечень технико-экономических показателей реконструкции общественных зданий содержит отдельные пункты (пп.2,3,10,...,14) из вышеперечисленного перечня и, кроме того, данные о строительном объеме, рабочей и полезной площади здания.

Основные расчетные единицы измерения для общественных зданий принимаются в зависимости от назначения здания. Например, для гостиниц – 1 м² полезной площади, 1 м² жилой площади или 1 место; для учебных заведений – 1 ученическое место; для больниц – 1 место для больного и т.д.

Следует отметить, что на стоимость реконструктивных работ в значительной степени влияют показатели физического и морального износа здания, общая площадь, а также состояние перекрытий.

Для сравнительной оценки стоимости реконструкции 1 м² площади здания, имеющего моральный износ 36-45%, можно воспользоваться графиками, приведенными на рис.3.5.

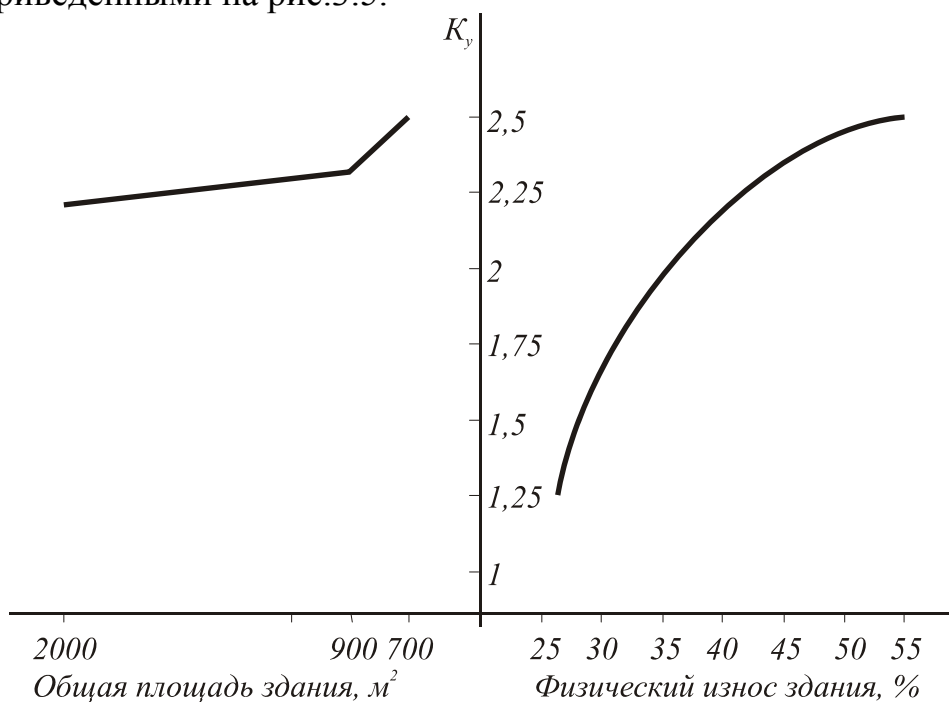


Рис. 3.5. Зависимость коэффициента увеличения стоимости реконструкции здания K_y от физического износа и общей площади здания при полной замене перекрытий

Из графиков следует, что стоимость реконструкции 1 м² площади здания в наибольшей степени зависит от величины физического износа. Так, с

увеличением износа от 25 до 50% стоимость возрастает примерно в 2 раза. Возрастание стоимости реконструкции происходит также при уменьшении размеров здания и увеличении его морального износа.

Экономическую целесообразность реконструкции жилых и общественных зданий можно определить методом сопоставления приведенных затрат на 1 м² общей площади в реконструируемом здании и новом здании-аналоге по формуле

$$\frac{S_n \cdot E_n}{t_n} + S_{эн} \geq \frac{S_p \cdot E_p}{t_p} + S_{эп},$$

где S_n , S_p – соответственно стоимость 1 м² общей площади, руб., нового строительства и в реконструируемом здании;

E_n , E_p – соответственно нормативные коэффициенты эффективности капиталовложений в новое строительство и в реконструкцию;

t_n – срок службы нового здания;

t_p – остаточный срок службы здания после его реконструкции;

$S_{эн}$, $S_{эп}$ – соответственно эксплуатационные расходы на новое строительство и реконструкцию зданий.

Технико-экономические показатели реконструкции промышленных зданий, в отличие от показателей для жилых и общественных, специфичны, в них значительно меньше отражаются планировочные решения и акцентируется внимание на увеличении мощности производства и факторах, способствующих этому.

Перечень основных технико-экономических показателей реконструкции промышленного здания:

1. Мощность предприятия по выпуску номенклатурных видов продукции в стоимостном и натуральном выражениях.
2. Стоимость основных производственных фондов.
3. Общая производственная площадь.
4. Общий объем зданий и сооружений.
5. Общая численность работающих, в том числе и рабочих.

Все перечисленные показатели рассматриваются в сопоставлении: до и после реконструкции.

Большое влияние на эффективность реконструкции промышленных зданий оказывает досрочный ввод в эксплуатацию основных производственных фондов.

Экономическую эффективность от досрочного ввода $\mathcal{E}_{дв}$ можно определить по формуле

$$\mathcal{E}_{дв} = E_n \cdot \Phi_{оф}^B \left(T_{баз}^{ост} - T_p^{ост} \right),$$

где E_n – отраслевой норматив экономической эффективности капитальных вложений и основных производственных фондов;
 $\Phi_{\text{оф}}^B$ – балансовая стоимость вновь вводимых основных производственных фондов;
 $T_{\text{баз}}^{\text{ост}}$, $T_p^{\text{ост}}$ – продолжительность остановочного периода реконструируемого участка по сравниваемым вариантам.

При оценке экономической эффективности от досрочного ввода реконструируемых объектов делается предпосылка, что останавливаемая часть производства полностью выключается из производственного процесса.

Сравнительная экономическая эффективность реконструкции на объект в целом определяется по разности приведенных затрат:

$$\Xi = \Pi_A - \Pi_p,$$

где Π_A – приведенные затраты по варианту-аналогу;

Π_p – то же по варианту рассматриваемого решения.

При определении затрат на реконструкцию промышленного объекта не следует забывать о возможной остановке других промышленных объектов, с выпуском продукции которых он неразрывно связан.

ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ ПРОРАБОТКИ МАТЕРИАЛА УЧЕБНОГО ПОСОБИЯ

1. Какая имеется взаимосвязь между нормативным сроком службы группой капитальности здания?
2. Какими показателями характеризуется моральный износ гражданских и производственных зданий?
3. Как оценивается физический износ конструкций и здания в целом?
4. Какими показателями физического износа характеризуется общее состояние здания?
5. Какие составляющие входят в систему планово-предупредительных ремонтов?
6. Что такое текущий ремонт, его виды и назначение?
7. Что такое капитальный ремонт, его виды и назначение?
8. Какая имеется взаимосвязь между группой капитальности здания и периодичностью комплексного капитального ремонта?
9. Как влияют ритмичные планово-предупредительные ремонты на срок службы здания?
10. Какие основные задачи решаются при обследовании зданий и сооружений?
11. Из каких этапов состоит процесс обследования здания?
12. Что входит в задачу визуального обследования зданий?
13. Какие задачи решаются при инструментальном обследовании несущих и ограждающих конструкций?
14. Какими приборами исследуются деформации строительных конструкций?
15. Какие существуют методы определения прочности материала конструкций?
16. Где используется ультразвук при обследовании зданий?
17. На чем основывается дефектоскопия материала конструкций в методе ионизирующего излучения?
18. Какими методами можно определить положение арматуры в бетоне?
19. Какие задачи решаются при обследовании грунтов основания и фундаментов?
20. Какими методами обследуются грунты основания и фундаменты?
21. Каковы причины повреждений строительных конструкций в эксплуатируемых зданиях?
22. Каковы виды разрушения бетона в эксплуатируемых зданиях?
23. Насколько опасен процесс выщелачивания бетона в конструкции при фильтрации «мягкой» воды?
24. Какой компонент цементного камня особенно подвержен разрушению при воздействии кислот?

25. Каков механизм разрушения бетона продуктами кристаллообразования солей в порах и капиллярах?
26. Каков механизм разрушения бетона при периодическом замораживании и оттаивании?
27. Влияет ли на прочность бетона пропитка минеральными маслами?
28. Какие существуют методы защиты бетона конструкций при агрессивных воздействиях внешней среды?
29. В чем заключаются защитные свойства бетона по отношению к арматуре?
30. Какие факторы влияют на скорость коррозии арматуры в бетоне?
31. Какие встречаются виды коррозии металлических конструкций?
32. Какими методами можно защитить металлические конструкции от коррозии?
33. В чем причины биологического разрушения деревянных конструкций?
34. Как можно защитить от загнивания деревянную конструкцию, работающую во влажных условиях?
35. Каковы причины образования трещин в железобетонных конструкциях?
36. Как оценивается степень опасности трещин в железобетонных конструкциях?
37. Каковы основные причины образования трещин в кирпичных стенах?
38. Какими способами заделывают трещины в каменных конструкциях?
39. Каковы причины образования трещин в металлических и деревянных конструкциях?
40. Какими методами можно увеличить несущую способность строительных конструкций?
41. Какими способами усиливают железобетонные плиты перекрытий?
42. В чем преимущества и недостатки усиления плит способом наращивания сечения?
43. В каких случаях целесообразно усиливать плиты способом подрачивания сечения?
44. Какими способами усиливают железобетонные балки?
45. В чем преимущества и недостатки усиления балок подведением жесткой опоры?
46. В чем преимущества и недостатки усиления балок промежуточной упругой опорой?
47. Какие элементы усиления создают упругую опору?
48. Изменится ли расчетная схема балки после усиления упругой опорой?
49. В чем преимущества и недостатки усиления железобетонных балок предварительно напряженными затяжками?

50. Как влияет величина натяжения затяжки на эффективность усиления балки?

51. Из каких элементов состоит конструкция шпренгельной затяжки усиления?

52. Изменится ли расчетная схема балки после усиления шпренгельной или горизонтальной затяжкой?

53. Какими способами усиливают железобетонные колонны?

54. Требуется ли разгрузка колонны перед выполнением работ по усилению?

55. Какими способами усиливают консоли колонн?

56. В чем особенность проектирования усиления каменных конструкций?

57. Какими способами усиливают кирпичные колонны (простенки) ?

58. В каких случаях целесообразно усиление кирпичных стен здания?

59. Какими способами усиливают стены в зоне местного сжатия?

60. Какими способами усиливают стены при наличии магистральных трещин?

61. Какие предпосылки положены в основу расчета стальных поясов усиления стен?

62. Когда целесообразно применение стабилизаторов напряжений в стальных поясах усиления?

63. Каковы основные способы усиления стальных конструкций: балок, колонн?

64. В каких случаях целесообразно усиление стальных балок, колонн симметричным наращиванием сечения?

65. Каковы основные требования к усилению сварных соединений?

66. В чем достоинство усиления заклепочных соединений высокопрочными предварительно напряженными болтами?

67. Каковы основные способы усиления деревянных балок в пролете и вблизи опор?

68. Как усиливают деревянные колонны и стойки? В каких случаях целесообразна их замена на новые?

69. Какими способами усиливают деревянные стропила (фермы) на опорных участках?

70. Каковы основные способы усиления ленточных фундаментов стен?

71. В чем достоинство усиления фундамента наращиванием сечения с одновременным обжатием грунта основания?

72. Каковы основные способы усиления отдельных фундаментов под колонны?

73. Какова последовательность работ по усилению отдельного фундамента выносными многосекционными сваями?

74. Что понимается под термином «реконструкция сооружения»?

75. Какие существуют виды реконструкции зданий?

76. Какие задачи решаются при комплексной реконструкции зданий?
77. Какие задачи решаются при частичной реконструкции здания?
78. Какие виды работ запрещаются при реконструкции здания?
79. Какие требования предъявляются к реконструкции зданий, представляющих архитектурную и историческую ценность?
80. Какие конструктивные мероприятия используются при переустройстве (реконструкции) производственных зданий?
81. Какие виды технико-экономических показателей являются основными при реконструкции жилых и общественных зданий?
82. Какие виды технико-экономических показателей являются основными при реконструкции производственных зданий?
83. В каких случаях целесообразна замена деревянных перекрытий на железобетонные?
84. Какие вспомогательные сборные железобетонные элементы используют при замене перекрытия?
85. Каким образом можно существенно снизить трудозатраты на возведение монолитного перекрытия?
86. Возможно ли, и насколько целесообразно, использование легкого бетона в конструкции нового перекрытия?
87. Каким методом оценивается экономическая эффективность замены деревянного перекрытия на железобетонное?
88. Учитывается ли при расчете экономической эффективности замены перекрытий остановка производства в реконструированном здании?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Техническая эксплуатация и реконструкция сооружений включает широкий круг проблем, в основном связанных с улучшением эксплуатационных качеств и долговечности конструкций. Детально их рассмотреть в одной книге не представляется возможным, поэтому акцент в основном сделан на диагностике состояния и усилении строительных конструкций, подвергающихся неблагоприятным эксплуатационным воздействиям, и в частности перегрузке.

Следует отметить, что приведенные в книге методы обследования и усиления конструкций не являются универсальными. На практике каждый раз приходится сталкиваться со специфическими особенностями эксплуатации конструкций и решить задачи по улучшению их работоспособности индивидуально с учетом вида материала, степени физического износа и требуемого коэффициента усиления.

Для успешного решения этих задач в перспективе необходимо:

- развивать теоретическую базу в вопросах оценки действительных запасов прочности конструкций, получивших при эксплуатации серьезные повреждения;
- совершенствовать технологии и методы восстановления эксплуатационных качеств конструкций;
- внедрять новые экологически чистые и долговечные строительные материалы, особенно при восстановлении гидроизоляции, утеплении стен и защите зданий от атмосферных воздействий;
- развивать производственную базу по изготовлению строительных конструкций, предназначенных для реконструкции зданий;
- наращивать производство высокоточных приборов и оборудования для диагностики состояния строительных конструкций, обеспечивающих на базе компьютерной техники возможность оперативной обработки полученных результатов.

Введение в учебные планы строительных вузов дисциплины «Эксплуатация и реконструкция сооружений» в значительной степени способствует повышению уровня подготовки инженерно-технического персонала.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бойко, М.Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий [Текст] / М.Д. Бойко. – Л.: Стройиздат, 1975.
2. Васильев, Н.М. Влияние нефтепродуктов на прочность бетона [Текст] / Н.М. Васильев // Бетон и железобетон. – 1981. – №3. – С.36-37.
3. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозий [Текст]. – М.: Стройиздат, 1986.
4. СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции [Текст]. – М.: Стройиздат, 1983.
5. Хило, Е.П. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния [Текст] / Е.П. Хило, Б.С. Попович. – Львов: Высш. школа, 1976.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) [Текст]. – М.: ЦИТП, 1989.
7. Онуфриев, Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений [Текст] / Н.М. Онуфриев. – Л. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1965.
8. Гильман, Я.Д. Усиление и восстановление зданий на лессовидных просадочных грунтах [Текст] / Я.Д. Гильман, Е.Д. Гильман. – М.: Стройиздат, 1989.
9. Долматов, Б.И. Особенности устройства фундаментов на пылеватоглинистых грунтах в условиях реконструкции [Текст] / Б.И. Долматов [и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №5. – С.16.
10. Инструкция по усилению фундаментов аварийных и реконструируемых зданий многосекционными сваями. ВСН 16-84 [Текст]. – М.: Минпромстрой СССР, 1984.
11. Мартемьянов, А.И. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением [Текст] / А.И. Мартемьянов, В.В. Ширин. – М.: Стройиздат, 1978.
12. Кутуков, В.Н. Реконструкция зданий [Текст] / В.Н. Кутуков. – М.: Высш. школа, 1981.
13. Соколов, В.К. Реконструкция жилых зданий [Текст] / В.К. Соколов. – М.: Московский рабочий, 1982.
14. Онуфриев, Н.М. Исправление дефектов изготовления и монтажа сборных железобетонных конструкций промышленных зданий [Текст] / Н.М. Онуфриев. – Л. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1971.
15. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами [Текст]. – М.: Стройиздат, 1990.

16. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений [Текст]. – М.: Стройиздат, 1989.
17. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении [Текст]. – М.: Стройиздат, 1990.
18. Правила оценки физического износа жилых зданий. ВСН 53-86 (р) [Текст]. – М.: Гражданстрой, 1988.
19. Комиссарчик. Р.Г. Методы технического обследования ремонтируемых зданий [Текст] / Р.Г. Комиссарчик. – М.: Стройиздат, 1975.
20. Руководство по определению экономической эффективности повышения качества и долговечности строительных конструкций [Текст]. – М.: Стройиздат, 1981.
21. Швецов, Г.И. Справочник: Основания и фундаменты [Текст] / Г.И. Швецов [и др.]. – М.: Высш. школа, 1991.
22. Фридман, О.М. Электроосмотическая сушка зданий [Текст] / О.М. Фридман. – М.: Стройиздат, 1970.
23. Альбрехт, Р. Дефекты и повреждения строительных конструкций [Текст] / Р. Альбрехт. – М.: Стройиздат, 1979.
24. Анпилов, В.Е. Формирование и прогноз режима грунтовых вод на застраиваемых территориях [Текст] / В.Е. Анпилов. – М.: Недра, 1984.
25. Покровский, В.М. Гидроизоляционные работы: Справочник строителя [Текст] / В.М. Покровский. – М.: Стройиздат, 1985.
26. Ярмоленко, Н.Г. Справочник по гидроизоляционным материалам для строительства [Текст] / Н.Г. Ярмоленко, Л.И. Искра. – Киев: Будивельник, 1984.
27. Грачев, И.А. Гидроизоляция подвалов и стен зданий [Текст] / И.А. Грачев [и др.]. – Л., 1970.
28. Балалаев, Г.А. Защита строительных конструкций от коррозии [Текст] / Г.А. Балалаев [и др.]. – М.: Стройиздат, 1966.
29. Обьедков, В.В. Лабораторный практикум по строительной физике [Текст] / В.В. Обьедков [и др.]. – М.: Высш.школа, 1979.
30. СНиП П-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1982.
31. СНиП II 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 2004.
32. Попов, Г.Т. Техническая экспертиза жилых зданий старой постройки [Текст] / Г.Т. Попов, Л.Я. Бурак. – Л.: Стройиздат, 1986.
33. Шрейбер, К.А. Вариантное проектирование при реконструкции жилых зданий [Текст] / К.А. Шрейбер. – М.: Стройиздат, 1991.
34. Каталог экономичных изделий и строительных конструкций для капитального ремонта жилых зданий со стенами из кирпича, построенных на территории РСФСР [Текст]. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1985.

35. Альбом усовершенствованных железобетонных конструкций для капитального ремонта жилых домов [Текст]. – Л.: Стройиздат, 1988
36. Рекомендации по рациональному применению железобетонных конструкций при капитальном ремонте жилых зданий [Текст]. – М.: Стройиздат, 1989.
37. Реконструкция промышленных предприятий. Т.1. Справочник строителя [Текст] / под ред. В.Д. Топчия, Р.А. Гребенника. – М.: Стройиздат, 1990.
38. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1985.
39. Реконструкция зданий и сооружений [Текст] / по ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. школа, 1991.
40. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП П-22-81) [Текст]. – М.: ЦИТП, 1989.
41. Долматов, В.И. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / В.И. Долматов. – 2-е изд., переработ. и доп. – Л.: Стройиздат, 1988.
42. Цитович, Н.А. Механика грунтов (краткий курс) [Текст] / Н.А. Цитович. – М.: Высш. школа, 1983.
43. Унифицированные пружины сжатия. Справочник [Текст]. – М.: Металлургия, 1982.
44. Панюков, Э.Ф. Восстановление зданий и сооружений, поврежденных пожаром [Текст] / Э.Ф. Панюков. – Киев, 1989.
45. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром [Текст] / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1987.
46. Бартелеми, Б. Огнестойкость строительных конструкций [Текст] / Б. Бартелеми, Ж. Крюппа. – М.: Стройиздат, 1985.
47. Методические рекомендации по оценке свойств бетона после пожара [Текст] / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1985.
48. Ройтман, М.Я. Противопожарное нормирование в строительстве [Текст] / М.Я. Ройтман. – М.: Стройиздат, 1985.
49. Бедов, А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений [Текст]: учеб. пособие / А.И. Бедов, В.Ф. Сопрыкин. – М.: Изд-во АСВ, 1995.
50. Булгаков, С.Н. Проблемы национальной безопасности в сфере создания и эксплуатации городов, зданий, сооружений и пути их решения [Текст] / С.Н. Булгаков // Строительные материалы оборудование технологии XXI века. – 2005. – №11(88) – С.6-8.
51. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений [Текст]. – М.: Стройиздат, 1984.
52. Гучкин И.С., Панков А.В. Усиление железобетонных стропильных балок комбинированной системой [Текст] / И.С. Гучкин, А.В. Панков // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сб. – Пенза, 2006.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Примерная периодичность
капитальных ремонтов строительных конструкций [20]

Конструктивные элементы	Периодичность капитального ремонта, год			
	Норм. условия экспл.	Агрессивность среды		
		слабая	средняя	сильная
Фундаменты:				
– железобетонные и бетонные	60	50	30	25
– бутовые и кирпичные	50	40	25	20
Стены:				
– железобетонные, бетонные и каменные из штучных материалов	25	20	18	15
Колонны:				
– металлические	60	50	45	40
– железобетонные	60	50	45	40
– кирпичные	25	20	18	15
Фермы:				
– металлические и железобетон- ные	30	25	20	15
Покрытия:				
– металлические	20	20	18	16
– железобетонные	25	20	18	16
– деревянные	20	16	13	9
Перекрытия:				
– железобетонные	25	20	18	15
– деревянные	20	18	15	12
Кровля:				
– металлическая	15	10	8	5
– шиферная	20	18	15	12
– рулонная	10	10	8	8
Полы:				
– цементные и бетонные	8	5	4	2
– керамические	20	18	15	12
– асфальтовые	10	8	6	4

Приложение 2

Составы защитных покрытий для железобетонных конструкций

Цементно-латексная гидроизоляция

Латекс СКС-65	150
Портландцемент марки 400-500	100
Жидкое стекло	10
Сланцевое масло	3

Гидроизоляция из эпоксидных смол

Эпоксидные смолы ЭД-20, ЭД-16	100
Ацетон (растворитель)	20
Дибутилфталат	7
Полиэтиленполиамин ПЭПА (отвердитель)	10
Алиминиевая пудра ПДК-4	16-24

Эпоксидно-дегтевая гидроизоляция

Эпоксидные смолы ЭД-20, ЭД-16	100
Модификатор – пековый дистиллят легкий	112-120
Тонкомолотый песок, цемент	120-180
Отвердитель ПЭПА	12-17

Эпоксидно-фурфуроловая гидроизоляция

Эпоксидные смолы ЭД-20, ЭД-16	20
Фурфуrolацетоновый мономер	20
Отвердитель ПЭПА	5
Бензосульфокислота	5
Молотый песок (наполнитель)	50
Ацетон (растворитель)	4-5

Битумно-латексная гидроизоляция

	<u>Битум Латекс</u>
Грунтовка	10.....-
Первый и второй слои	90.....10
Третий и четвертый слои	85.....15
Пятый и последующий слои	80.....20

Кислотоупорная шпаклевка

Диабазовая мука (базальтовый порошок)	100
Кремнефтористый натрий	6
Жидкое стекло (плотность 1,4 т/м)	34

Химически стойкий полимерраствор

Метилметакрилат (ММА)	4-5
Стабилизатор марки АБС	100
Перекись бензоила (ПБ)	8-10
Диметиланилин (ДМА)	2-5
Низкомолекулярный парафин (НП)	0,5
Тонкомолотый диабаз	90
Песок (кварцевый)	210

Для защиты железобетонных конструкций, работающих в сильноагрессивных атмосферных и агрессивных жидких средах без механических воздействий в процессе эксплуатации, широко применяются битумные покрытия в виде шпаклевок и плотных штукатурок. Битумы используются в разогретом до 150-200°C виде, смешанными с наполнителями и растворенными в маслах и углеводородах.

Для защиты покрытий и стен от разрушения парообразной агрессивной средой применяются лаки и эмали. Наиболее распространены для этой цели битумно-смоляные эпоксидные эмали, полихлорвиниловые (ПХВ) эмали и лаки, кремнийорганические эмали. В связи с высокой проницаемостью лакокрасочных покрытий они выполняются многослойными: от трех до восьми слоев, в зависимости от агрессивности среды.

При устройстве защитного покрытия особое внимание уделяется подготовке поверхности: она должна быть чистой, ровной и сухой.

Приложение 3
Таблица I

Требования к бетону конструкций,
эксплуатируемых в агрессивных средах

Плотность бетона	Условное обозначение	Показатели, характеризующие плотность бетона		
		марка бетона по водонепроницаемости	водопоглощение, %, по массе	водоцементные отношения, не более
Нормальная	Н	В-4	5,7-4,8	0,6
Повышенная	П	В-6	4,7-4,3	0,55
Особо высокая	О	В-8	4,2 и менее	0,45

Таблица II

Требования к плотности и толщине защитного слоя бетона

Степень агрессивного воздействия	Минимальная толщина защитного слоя бетона, мм, для конструкций, эксплуатируемых			Плотность бетона конструкций, армированных сталью, классов		
	в газообразной среде		в жидкой среде	AI, AII, AIII, AIV, BpI	ВП, BpII, каналы	AV, AVI, Ат-IVC, АтV, АтVI
	ребристых плит, балок	ферм, колонн				
Слабая	15	20	25	Н	П	П
Средняя	15	20	30	П	О	О
Сильная	20	25	35	О	О	Не допускается

Приложение 4
Таблица I

Характерные признаки дереворазрушающих грибов

Наименование	Характерные признаки		
	шнуров	грибницы	плодового тела
Настоящий домовый гриб	Шнуры плоские, серые, хрупкие	Грибница вначале белая ватообразная, затем светло-серая в виде тонкой пленки	Плодовое тело большое (в поперечнике 0,5 м, толщиной ¼ см) в форме лепешки, охристо-желтая или коричневая
Малый домовый гриб	Шнуры тонкие, нитевидные, ветвящиеся, желтоватые	Грибница тонкая, вначале белая, затем с лимонно-желтоватым оттенком	Плодовое тело тоньше, чем у настоящего домового гриба, и более нежной структуры
Белый домовый гриб	Шнуры круглые (диаметр 3-4 мм), эластичные мало разветвленные	Грибница белая, рыхлая	Плодовое тело небольшое, распростертое, корковидное, вначале белое, затем рыжевато-желтое
Пленчатый домовый гриб	Шнуры очень тонкие, нитевидные, плоские, ветвистые, коричневые	Грибниц слабо развитая, вначале белая, затем желто-коричневая	Плодовое тело плоское, мясистое, перепончатое, вначале белое, затем желто-бурое
Пластинчатый домовый гриб	Шнуры нитевидные толщиной до 1 мм, короткие, переплетающиеся	Грибница паутинистая, вначале бесцветная, позднее зеленовато-желтая	Плодовое тело в виде шляпки диаметром 2-6 см, куполовидное или распростертое, светло-желтое

Продолжение прил. 4

Таблица II

Водные антисептические растворы

Наименование	Расход компонентов на 100 л раствора	кг	Характеристика
3%-й водный раствор фтористого натрия	Фтористый натрий Краситель Вода	3 0,05 97	Без запаха, не снижает прочность древесины и не корродирует металл
3%-й водный раствор фтористого натрия с фтористым аммонием	Кремнефтористый натрий Аммиак 25%-й Краситель Вода	2,43 3,87 0,05 93,7	То же
8%-й водный раствор кремнефтористого аммония	Кремнефтористый аммоний Краситель Вода	8 0,05 92	Без запаха, не снижает прочность древесины и слабо корродирует ме- талл, легко вымы- вается водой
8%-й водный раствор кремнефтористого магния	Кремнефтористый магний Краситель Вода	8 0,05 92	То же

Таблица III

Антисептические пасты

Наименование и марка пасты	Расход компонентов на 100 кг пасты	кг	Назначение
Битумные М100 (М200)	Фтористый натрий Нефтебитум Зеленое масло Торфяная пыль	30,3(31,25) 30,3(31,25) 30,3(31,25) 9,1(6,25)	Для элементов от- крытых конст- рукций и сопри- касающихся с землей
Экстрактовая на кремнефтористом натрии и соде, М100 (М200)	Фтористый натрий Экстракт сульфидных щелоков Торфяная пыль Вода	25(40) 28,7(76) 3(3) 43,3(31)	Для элементов, за- щищенных от воздействия воды
Глиняная на крем- нефтористом нат- рии и соде, М100 (М200)	Кремнефтористый натрий Кальцинированная сода Глина Экстракт щелока Вода	20(27,5) 18(22) 13(14,5) 3(2) 46(34)	То же

Окончание прил. 4
Таблица IV

Инсектициды и область их применения

Наименование	Применяемые составы	%	Область применения
Инсектициды на основе ДДТ (дихлордифенолтрихлоретан)	Смеси: 1. ДДТ Фтористый натрий Кремнефтористый натрий 2. ДДТ Глина Фтористый натрий Кремнефтористый натрий 3. ДДТ Керосин 4. ДДТ Тальк	40 28 32 38 43 9 10 10 90 5,5 94,5	Применяются в жилых, общественных и промышленных зданиях для защиты от деревоточцев
Инсектициды на основе ГХЦГ (гексахлоранциклогексан)	Смеси: 1. ГХЦГ Тальк 2. ГХЦГ Фосфористая мука	12 88 25 75	То же
Хлорпикрин	Пары жидкости		Применяются для обработки гнезд термитов
Парахлорбензол	Пары жидкости		То же
Хлорфос	10%-я концентрация хлорфоса в водных растворах, суспензиях и аэрозолях		Применяются для защиты от жуков точильщиков в жилых и производственных зданиях

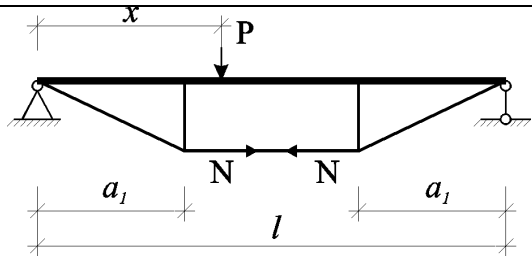
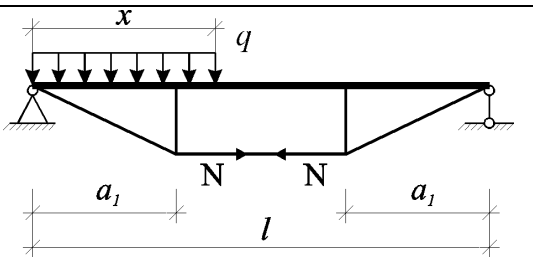
Приложение 5

Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения

ξ	ν	α_0	ξ	ν	α_0
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,96	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,672	0,442
0,31	0,845	0,262	0,675	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,65	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

Приложение 6

Коэффициенты α , γ для определения усилий N
в горизонтальном участке шпренгельной арматуры

a_1	 $N = A \cdot \alpha \cdot P$		 $N = A \cdot \gamma \cdot q \cdot l$	
	x	α	x	γ
$l/3$	0,331	0,1852	0,331	0,03402
	0,351	0,1912	0,351	0,03722
	0,401	0,2037	0,401	0,04709
	0,451	0,2112	0,451	0,05746
	0,501	0,2137	0,501	0,06808
$l/4$	0,251	0,1250	0,251	0,01657
	0,301	0,1419	0,301	0,02324
	0,351	0,1550	0,351	0,03066
	0,401	0,1644	0,401	0,03864
	0,451	0,1700	0,451	0,04700
	0,501	0,1719	0,501	0,05555
$l/5$	0,201	0,0880	0,201	0,00918
	0,251	0,1045	0,251	0,01399
	0,301	0,1180	0,301	0,01955
	0,351	0,1285	0,351	0,02571
	0,401	0,1360	0,401	0,03232
	0,451	0,1405	0,451	0,03923
	0,501	0,1420	0,501	0,04629
$l/6$	0,1671	0,069	0,1671	0,00575
	0,201	0,0795	0,201	0,00820
	0,251	0,0935	0,251	0,01253
	0,301	0,1045	0,301	0,01748
	0,351	0,1135	0,351	0,02293
	0,401	0,1195	0,401	0,02876
	0,451	0,1230	0,451	0,03482
	0,501	0,1245	0,501	0,04101

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² при числе стержней										Масса, кг/м	Диаметр, мм	Сортамент арматуры периодического профиля из стали классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A-II	A-III	A-IV	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	3	-	-	-	-
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	4	-	-	-	-
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	5	-	-	-	-
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	-	x	-	-
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	-	x	-	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	-	x	-	-
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	-	x	-	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	x	x	x	x
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	x	x	x	x
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	x	x	x	x
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	x	x	x	x
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	x	x	x	x
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	x	x	x	x
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	x	x	x	x
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	x	x	x	x
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	x	x	x	x
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	x	x	x	x
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,09	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	x	x	x	-
40	12,56	25,12	37,64	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	x	x	x	x

Примечание. Значком «х» отмечены прокатываемые диаметры.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ	5
1. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКЦИОННЫЕ АСПЕКТЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ	8
1.1. НОРМАТИВНЫЕ СРОКИ СЛУЖБЫ И ИЗНОС ЗДАНИЙ	8
1.2. ВИЗУАЛЬНЫЙ ОСМОТР И ОБСЛЕДОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ	12
1.3. ПОВРЕЖДЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	21
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	53
2.1. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	53
2.2. УСИЛЕНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	85
2.3. УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	109
2.4. УСИЛЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	129
2.5. УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ	145
3. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	157
3.1. МЕТОДЫ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ	157
3.2. ЗАМЕНА ПЕРЕКРЫТИЙ	164
3.3. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ	173
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ ПРОРАБОТКИ МАТЕРИАЛА УЧЕБНОГО ПОСОБИЯ	177
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	181
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	182
ПРИЛОЖЕНИЯ	185

Учебное издание

Гучкин Игорь Сергеевич
Ласьков Николай Николаевич

ЭКСПЛУАТАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ СООРУЖЕНИЙ
Учебное пособие

Редактор	М.А. Сухова
Верстка	Н.В. Кучина



Подписано в печать 31.05.16. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 11,4. Уч.-изд. л. 12,25. Тираж 80 экз.
Заказ № 345.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.