

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Технология строительного производства»

## ТЕХНОЛОГИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебно-методическое пособие  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

В 2 частях

Часть 2

Под редакцией  
иностранного академика РААСН,  
доктора технических наук,  
профессора С.Н. Леоновича

*Рекомендовано учебно-методическим объединением по образованию  
в области строительства и архитектуры*

Минск  
БНТУ  
2018

УДК 69.059.7 (075.8)

ББК 38.7-09я7

T38

Авторы:

*С.Н. Леонович, В.Н. Черноиван, Н.Л. Полейко, Д.Ю. Снежков, Г.В. Земляков,  
Н.М. Голубев, В.Ф. Зверев, Д.Ю. Соболевский, О.В. Попов, А.И. Ольгомец,  
И.И. Передков, А.В. Латыш, А.И. Пелюшкевич, П.И. Статкевич, Е.А. Коледа*

Рецензенты:

кафедра «Технология строительного производства»  
Гродненского государственного технического университета  
(зав. кафедрой, кандидат технических наук, доцент *Д.И. Сафончик*);  
заместитель генерального директора УП «Институт БелНИИС»  
кандидат технических наук, доцент *В.В. Коньков*

**Технология реконструкции зданий и сооружений: учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»: в 2 ч. Ч. 2 / С.Н. Леонович [и др.]; под ред. С.Н. Леоновича. – Минск : БНТУ, 2018. – 289 с.**  
**ISBN 978-985-550-939-5 (Ч. 2).**

Изложены технология восстановления несущей способности и усиления: железобетонных, каменных, металлических конструкций; способы усиления подземных конструкций реконструируемых зданий. Последовательно рассмотрены требования к бетону усиливающих конструкций, к арматурным работам и арматуре; изложены технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций способом увеличения поперечного сечения, металлическими элементами и предварительно напряженными затяжками. Представлены современные технологии ремонта каменной кладки: композитными материалами, анкерами, а также давно известные, хорошо зарекомендовавшие себя способы. На основе анализа дефектов фундаментов предложены технологии химического закрепления грунтов и новые технологии с высокой степенью механизации работ.

В приложении приведена авторская технологическая карта процесса предварительного напряжения в построечных условиях монтажных железобетонных плит перекрытия и покрытия, рассмотрена система предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном конструкции, включая карты входного и операционного контроля.

Уделено внимание такому важному при реконструкции вопросу, как контроль прочности бетона неразрушающими методами, использование механических методов (отрыв со скалыванием ребра; пластическая деформация; упругий отскок; ударный импульс; динамическое индентирование); акустические и электромагнитные методы (акустическая эмиссия; ультразвуковая импульсная; импакт-эхо; резонансный; дефектоскопия).

Приведены рекомендации по определению влияния состояния поверхности и неоднородности бетона; определения влияния армирования; комплексирования косвенных методов. Используются актуальные европейские нормы, введенные в действие на территории Республики Беларусь.

**УДК 69.059.7 (075.8)**

**ББК 38.7-09я7**

**ISBN 978-985-550-939-5 (Ч. 2)**

**ISBN 978-985-550-940-1**

© Белорусский национальный  
технический университет, 2018

## Оглавление

Глава 1. КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НЕРАЗРУШАЮЩИМИ МЕТОДАМИ.....	6
1.1. Механические методы контроля прочности бетона .....	6
1.1.1. Введение .....	6
1.1.2. Методы локального разрушения бетона: отрыва со скалыванием и скалывания ребра .....	7
1.1.3. Методы пластической деформации.....	11
1.1.4. Методы на основе измерения параметров упругого взаимодействия индентора с бетоном; механическая модель метода упругого отскока .....	12
1.1.5. Метод ударного импульса.....	20
1.1.6. Метод динамического индентирования.....	26
1.2. Акустические и электромагнитные методы контроля бетона .....	29
1.2.1. Метод акустической эмиссии .....	29
1.2.2. Ультразвуковой импульсный метод определения прочности бетона.....	31
1.3. Метод «Импакт-эхо» (Impact-Echo) .....	37
1.4. Резонансный метод .....	42
1.5. Дефектоскопия бетона .....	44
1.6. Рекомендации по проведению контроля прочности бетона неразрушающими методами .....	48
1.6.1. Влияние состояния поверхности испытываемого изделия и неоднородности бетона на оценки прочности бетона неразрушающими методами .....	48
1.6.2. Влияние армирования на результаты ультразвукового контроля бетона .....	51
1.6.3. Коррекция градуировочных зависимостей приборов неразрушающего контроля прочности бетона .....	54
1.6.4. Оценка поверхностных трещин ультразвуковым методом .....	59
1.6.5. Оценка качества бетона железобетонных конструкций на основе европейских стандартов .....	63
1.6.6. Стандарт СТБ EN 13791–2012 .....	64
1.6.7. Развитие нормирования прочностных свойств бетона в конструкциях.....	68

1.6.8. Комплексование косвенных методов контроля прочности бетона .....	77
1.6.9. Сравнение показателей точности использованных неразрушающих методов при контроле прочности бетона .....	80
<b>Глава 2. ТЕХНОЛОГИЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ .....</b>	<b>85</b>
2.1. Общие принципы выявления необходимости усиления и восстановления .....	85
2.2. Наиболее часто встречающиеся случаи появления трещин в железобетонных конструкциях .....	87
2.3. Классификация способов усиления .....	99
<b>Глава 3. СПОСОБЫ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИНЦИПЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ И УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ .....</b>	<b>107</b>
3.1. Требования к бетону усиливающих конструкций.....	107
3.2. Требования к бетонным работам и к арматуре усиливающих конструкций .....	109
3.3. Технология восстановления железобетонных конструкций.....	112
3.4. Технология восстановления несущей способности опорных частей изгибаемых элементов.....	118
3.5. Технология восстановления и усиления железобетонных конструкций способом увеличения поперечного сечения с применением обетонирования .....	124
3.6. Технология усиления рубашками и наращиваниями.....	129
<b>Глава 4. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ. УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ .....</b>	<b>141</b>
4.1. Технология усиления железобетонных конструкций металлическими элементами .....	141
4.2. Технология усиления железобетонных изгибаемых конструкций и их растянутых элементов, предварительно напряженных затяжками .....	151
4.3. Технология усиления металлических конструкций.....	160

Глава 5. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И УСИЛЕНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ .....	168
5.1. Методы исследования трещин в каменных зданиях .....	168
5.2. Определение прочности каменной кладки .....	169
5.3. Современные технологии ремонта и усиления каменной кладки .....	172
5.4. Метод усиления каменной кладки композитными материалами.....	174
5.5. Метод усиления каменной кладки анкерами.....	179
5.6. Восстановление и усиление каменных конструкций.....	181
5.6.1. Восстановление несущей способности кладки .....	181
5.6.2. Способы усиления каменных конструкций.....	187
Глава 6. СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ....	209
6.1. Дефекты фундаментов старых зданий и причины их возникновения.....	209
6.2. Химическое закрепление грунтов.....	217
6.3. Новые технологии с высокой степенью механизации работ .....	220
Рекомендуемая литература.....	227
ПРИЛОЖЕНИЕ. ....	233

# Глава 1. КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НЕРАЗРУШАЮЩИМИ МЕТОДАМИ

## 1.1. Механические методы контроля прочности бетона

### 1.1.1. Введение

Неразрушающий контроль бетона включает в себя две взаимосвязанные составляющие:

- оценку физико-механических свойств бетона, в первую очередь его прочности, неразрушающими методами;
- выявление и оценку размеров и мест локализации скрытых дефектов (дефектоскопия бетона).

Использование комплексного, взаимодополняющего учета оценок нескольких неразрушающих методов, обладающих разной чувствительностью к изменению прочности и упругости бетона, позволяет повысить надежность их оценок.

Развитию приборной базы и методик контроля способствуют растущие требования к качеству выполнения бетонных работ, особенно с использованием тонкостенных конструкций из высокопрочных бетонов. Возможность многократного проведения испытаний конструкции или ее фрагмента неразрушающими методами на различных участках позволяет получить детальную картину расположения зон бетона с пониженными прочностными показателями.

Известен положительный опыт использования тепловизоров для выявления подповерхностных дефектов бетонных конструкций.

На рис. 1.1 хорошо видны зоны потерь тепла через перекрытие.

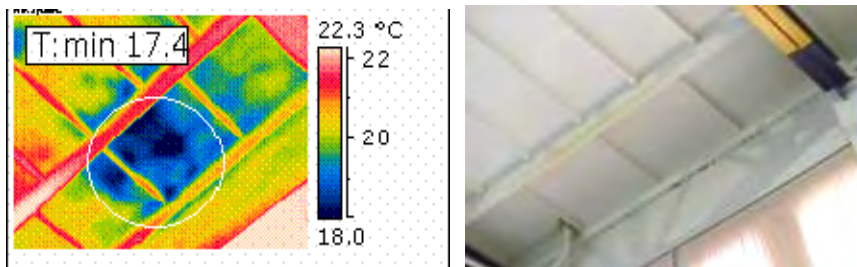


Рис. 1.1. Тепловизионное и обычное изображение кровли с дефектом утепления

Неразрушающие методы контроля прочностных показателей бетона обычно классифицируются как механические и физические. К механическим относятся группа методов локального разрушения бетона и группа склерометрических методов, основанных на взаимодействии твердого индентора (ударника) с поверхностью контролируемой конструкции. К физическим методам в первую очередь относят акустические и ряд электрофизических методов. Они, в свою очередь, подразделяются на пассивные, основанные на регистрации сигналов, возникающих в контролируемом изделии, например, при деформации (метод акустической эмиссии); и активные, в частности: ультразвуковой импульсный метод, эхо-ударный (Impact-Echo) метод, метод электромагнитного отклика, радиоволновые методы.

Все неразрушающие методы определения прочности бетона являются *технологозависимыми*, что выражается в подверженности их оценок прочности бетона влиянию изменения состава бетонной смеси, способов ее уплотнения и условий выдерживания. Повышение точности оценки обычно достигается адаптацией метода контроля к используемой технологии бетона путем подбора соответствующих градуировочных зависимостей. В наибольшей степени технологозависимыми методами являются низкоэнергетические: ультразвуковой импульсный, метод свободных колебаний, метод ударного импульса. В меньшей степени – склерометрические методы: упругого отскока и пластической деформации.

Практически не подвержены влиянию нестабильности технологии бетона методы локального разрушения: методы отрыва и скалывания по СТБ 2264–2012 и ГОСТ 22690–88 и метод определения прочности по образцам, отобранным из испытываемой конструкции по ГОСТ 28570–90.

### ***1.1.2. Методы локального разрушения бетона: отрыва со скалыванием и скалывания ребра***

Физической основой этой группы методов является относительно небольшое разрушение поверхностной зоны контролируемого изделия. Оценка прочности бетона на сжатие производится по усилию вырывания анкера (рис. 1.2, 1.3, 1.4, 1.5), установленного в высверленное в бетоне глухое отверстие – шпур, в соответствии с формулой

$$f_{c,cube} = m_1 m_2 P, \text{ МПа,}$$

где  $m_1$  – коэффициент, учитывающий максимальный размер крупного заполнителя в зоне вырыва и принимаемый равным 1 при крупности менее 50 мм и 1,1 – при крупности 50 мм и более;

$m_2$  – коэффициент пропорциональности для перехода от усилия вырыва к прочности бетона;

$P$  – сила вырыва анкерного устройства, кН.

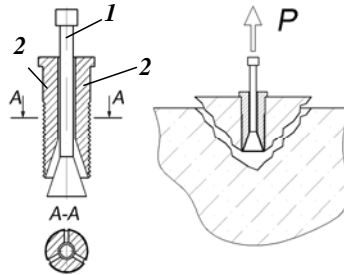


Рис. 1.2. Схема метода отрыва со скалыванием; конструкция анкера:  
1 – рабочий стержень с разжимным конусом; 2 – сегментные рифленые щеки

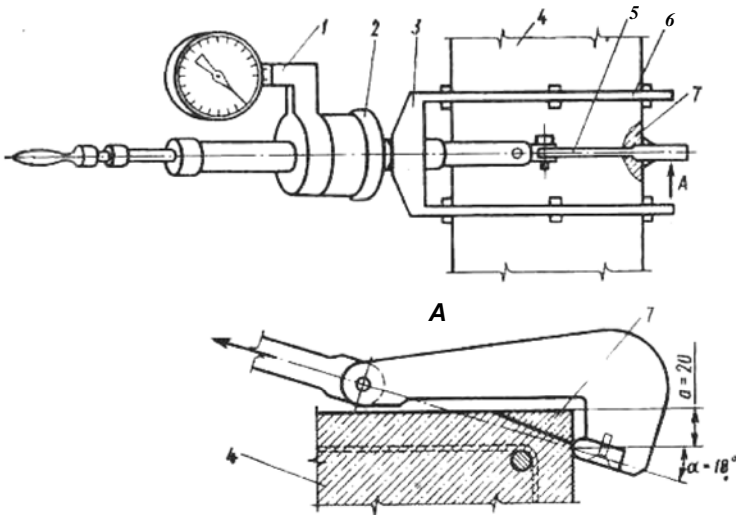


Рис. 1.3. Схема метода скалывания ребра:  
1 – прибор ГПС-4; 2 – муфта; 3 – рама; 4 – испытуемый бетон;  
5 – скалывающий крюк; 6 – упорный крюк; 7 – скалываемый бетон



Для метода скалывания ребра (см. рис. 1.3) прочность бетона определяется по формуле

$$f_{c,cube} = 0,058m(30P + P^2), \text{ МПа,}$$

где  $m$  – коэффициент, учитывающий максимальный размер крупного заполнителя и принимаемый равным 1 при крупности заполнителя менее 20 мм; 1,05 – при крупности заполнителя от 20 до 30 мм и 1,1 – при крупности от 30 до 40 мм;

$P$  – сила скалывания, кН.

Сила отрыва создается либо гидравлическим, либо винтовым домкратом, рис. 1.5. Перечень приборов, реализующих данный метод, включает в себя «ОНИКС-ОС» (НПП «Интерприбор» г. Челябинск); ГПНС-4, ГПНС-5 (ПромстройНИИпроект, г. Донецк); группа приборов ПОС-30МГ4, ПОС-50МГ4 «Скол», ПОС-2МГ4П (СКТБ «Стройприбор», г. Челябинск).



Рис. 1.4. Установленный анкер



Рис. 1.5. Лунка в бетоне после отрыва анкера

Приборы семейства ПОС (рис. 1.6) и последние разработки – «ОНИКС-ОС» – характерны наличием микроконтроллерного блока обработки и индикации результатов измерения силы вырыва анкера.



Рис. 1.6. Прибор ПОС-30/50МГ4 «Скол» в сборе для испытаний методом скола ребра

Прибор ПОС-30/50МГ4 «Скол» предназначен для неразрушающего контроля прочности бетона методами скалывания ребра, отрыва со скалыванием и отрыва стальных дисков по СТБ 2264–2012 и ГОСТ 22690. Приборы комплектуются сменными насадками, обеспечивающими испытание бетона как методом скалывания ребра, так и методом отрыва со скалыванием.

С целью повышения точности и производительности испытаний в приборе, в зависимости от метода испытаний, предусмотрена возможность ввода следующих корректирующих параметров, учитывающих вид бетона, условия его твердения, крупность заполнителя, типоразмер анкера.

В табл. 1.1 приведены основные характеристики прибора.

Таблица 1.1

### Характеристики приборов ПОС

Наименование характеристик	Скалывание ребра	Отрыв со скалыванием
1	2	3
Диапазон измерения прочности $f_{c,cubes}$ , МПа	10–70	5–100
Максимальное усилие скалывания (вырыва), кН	29,4 (ПОС-30МГ4 «Скол») 49,0 (ПОС-50МГ4 «Скол»)	
Основная относительная погрешность измерения силы, не более, %	± 2	

1	2	3
Размер анкера (тип II по ГОСТ 22690), мм	–	Ø16 × 35 (ПОС-30МГ4 «Скол») Ø16 × 35, Ø24 × 48 (ПОС-50МГ4 «Скол»)
Питание прибора	Батарея типа «Корунд» (6F22, 6LR61), 8 В	
Масса в полной комплектации не более, кг	7,9 (ПОС-30МГ4 «Скол») 9,8 (ПОС-50МГ4)	

Прибор «ОНИКС-ОС» в отличие от аналогов выполнен в виде облегченного портативного гидравлического пресса. Кольцевое крепление анкера в шпуре создает стабильные условия сцепления анкера с бетоном, что исключает проскальзывание и существенно улучшает метрологические и эксплуатационные характеристики прибора. Все приборы этого метода применяются в ответственных случаях при обследовании железобетонных конструкций и сооружений, а также для корректировки калибровочных коэффициентов ударно-импульсных и ультразвуковых приборов.

### ***1.1.3. Методы пластической деформации***

Основа методов – зависимость размера отпечатка, возникающего на поверхности испытуемого изделия при воздействии штампа – обычно сферической формы – от твердости материала.

Как правило, метод реализуется приборами ударного действия: молоток Физделя И.А., молоток Кашкарова К.П., молоток ХПС, шариковый прибор ПБ, дисковые приборы ДПГ-4(5) Губбера.

Наиболее популярным из них, благодаря простоте конструкции, является эталонный молоток Кашкарова. Оценка прочности бетона осуществляется по градуировочной зависимости  $\langle f_c - d_c/d_r \rangle$ , где  $d_c$  и  $d_r$  – диаметры отпечатков шарика-индентора на поверхности бетона и эталонном стальном стержне. Метод применяют для оценки прочности тяжелых бетонов с  $f_{c,cube}$  в пределах 5–35 МПа. Он характеризуется невысокой оперативностью, связанной с необходимостью визуально оценивать размеры отпечатков. Оценки прочности сильно подвержены влиянию состояния поверхностного слоя изделия.

Основным недостатком этой группы методов является то, что измерению подвергается лишь твердость растворной части бетона и не учитываются вид, гранулометрический состав крупного заполнителя, его сцепление с растворной составляющей бетона. Наибольшую точность обеспечивает дисковый прибор ДПГ-4(5), так как линейные размеры отпечатка от диска значительно превосходят линейные размеры отпечатков других видов штампа, что снижает погрешность отсчета. В частности, при оценке прочности бетона в пределах от 7 до 30 МПа длина отпечатка диска ДПГ-4 меняется в пределах 42–26 мм, в то время как диаметр отпечатка молотка Кашкарова – от 11 до 5 мм.

#### ***1.1.4. Методы на основе измерения параметров упругого взаимодействия индентора с бетоном; механическая модель метода упругого отскока***

При достаточной энергии удара индентора со сферической поверхностью торца о бетон (рис. 1.7) наблюдаются упругие и пластические деформации. Рассматривая бетон как однородную упруго-пластическую среду и допуская, что условия закона Гука выполняются вплоть до момента разрушения, можно заключить, что сила сопротивления разрушению (предельное значение упругой силы) будет пропорциональна площади контакта  $S$  в данный момент времени и динамическому пределу прочности  $\sigma_d$ .

Процесс медленного (квазистатического) упругого деформирования в зоне контакта описывается уравнением Герца

$$F_y = \frac{4a^3}{3R} \frac{(1-\nu^2)}{E}, \quad (1.1)$$

где  $F_y$  – сила упругого взаимодействия индентора с контролируемым материалом;

$a$  – радиус области соприкосновения;

$\nu$  – коэффициент Пуассона материала;

$E$  – модуль упругости.

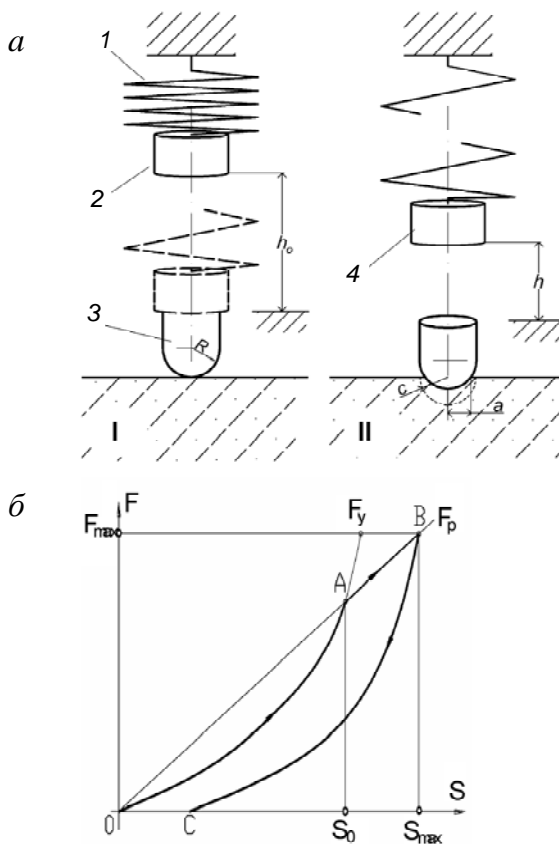


Рис. 1.7. Взаимодействие индентора с бетоном:

*a* – схема индентирования (I – момент удара; II – момент фиксации отскока;

1 – тарированная пружина; 2, 4 – бойки; 3 – индентор);

*б* – зависимость упругой и пластической сил от площади области взаимодействия

В начальной стадии ударного индентирования – участок  $0-A$  диаграммы (рис. 1.7, *б*) – проявляют себя упругие деформации. Напряжение в зоне контакта не достигает предела упругости, поэтому разрушения материала не происходит. При  $S = S_0$  наступает момент равенства упругой и пластической сил, и при дальнейшем увеличении внешней силы идет процесс разрушения материала, а сила реакции оказывается равной силе, при которой происходит разрушение материала. Если в какой-то момент прекратить нагружение

и уменьшить внешнюю силу, то вследствие возникших пластических деформаций обратный процесс идет по линии  $BC$ . Для критического значения радиуса области соприкосновения  $a_0$ , при котором наблюдается равенство  $F_y = F_p$ , из выражения (1.1) следует

$$a_0 = \frac{3\pi\sigma_d R(1-\nu^2)}{4E}. \quad (1.2)$$

Из выражения (1.2) следует, что  $a_0$  всегда постоянно для заданного радиуса сферы индентора и упругопрочностных характеристик исследуемого материала.

При динамическом (ударном) индентировании деформация контактной области бетона происходит за счет кинетической энергии бойка. Если не учитывать внутреннее трение в материале, то при малой кинетической энергии  $W_0$ , при которой  $a < a_0$ , скорость индентора после отскока будет равна скорости до удара. Если кинетическая энергия индентора  $W_0$  достаточна для преодоления границы пластической деформаций  $S_0$ , то часть энергии поглотится бетоном, а энергия  $W'$ , затраченная на упругое деформирование, будет возвращена бойку. За счет энергии упругого деформирования боек, преодолевая упругость пружины, поднимется на высоту  $h$ .

При абсолютно неупругом ударе весь процесс закончился бы в точке  $B$  (см. рис. 1.7, б). Но при упругопластическом взаимодействии процесс развития удара будет продолжаться и закончится в точке  $C$ . Для коэффициента восстановления скорости бойка  $K$ , выраженного через отношение энергии упругих деформаций к полной кинетической энергии движения индентора, можно записать

$$K^2 = \frac{W'}{W_0} = \frac{V'^2}{V_0^2} = \frac{\pi^{5/4} 4^{3/4} 3^{9/4} \sigma_d^{5/4} R^{3/4}}{10W_0^{1/4} E^*}; \quad (1.3)$$

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1}{E_c^*} + \frac{1}{E_{ind}^*} = \frac{1-\nu_c^2}{E_c} + \frac{1}{E_{ind}^*},$$

где  $W'$  – кинетическая энергия индентора после взаимодействия с бетоном.

Как видно из формулы (1.3), при увеличении энергии удара коэффициент восстановления скорости уменьшается, а при увеличении прочности материала и радиуса сферы индентора  $K$  – увеличивается.

Первое место по распространенности в строительных организациях Республики Беларусь принадлежит хорошо зарекомендовавшему себя молотку Шмидта: приборы ОМШ-1 (рис. 1.8), С181, «Proseq», ИП-38, «Schmidt-Hammer» и др.

По зарубежной классификации в зависимости от энергии удара индентора молотки Шмидта делятся на типы, в частности:

М-29,5 Дж – для испытания бетона фундаментов, мостов, покрытий дорог и других массивных конструкций;

Н-2,25 Дж – для испытания тяжелых бетонов монолитных и конструкций заводского изготовления (наиболее распространенный);

Р-0,9 Дж – молоток маятникового типа для испытания бетонов и материалов малой твердости и прочности, например газобетон, с прочностью от 5 до 20 МПа;

Л-0,735 Дж – для испытания легких бетонов и растворов.

Стандартный метод упругого отскока (СТБ 2264, ГОСТ 22690–88) предполагает использование так называемых градуировочных зависимостей  $f_c = F(h)$ , устанавливающих соответствие между индексом (высотой) отскока  $h$  и прочностью бетонного образца-куба на сжатие по ГОСТ 10180–2012. Прилагаемый изготовителем к паспорту прибора градуировочный график следует рассматривать лишь как ориентировочный.

В табл. 1.2 приведены параметры градуировочных зависимостей для прибора ОМШ-1. В качестве параметра «точности» градуировочных зависимостей используется остаточное среднеквадратическое отклонение  $S_T$ , рассчитываемое по формуле

$$S_T = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (f_{c,i}^* - f_{c,i})^2}{N - 2}},$$

где  $f_{c,i}^*$  – единичные значения прочности для  $i$ -й серии образцов, определенные по результатам прессовых испытаний;

$f_{c,i}$  – прочность бетона в  $i$ -й серии образцов, определенная по градуировочной зависимости;

$N$  – число серий образцов.

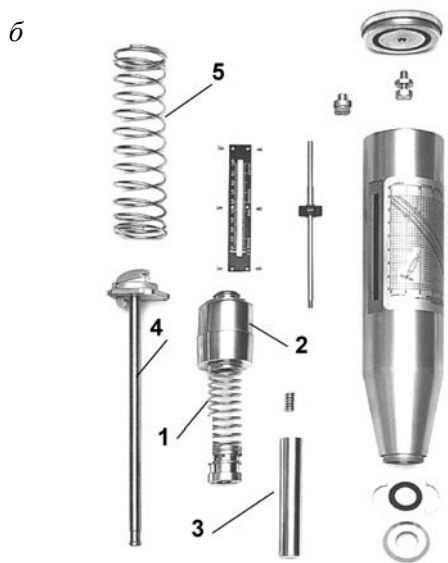


Рис. 1.8. Молоток Шмидта:  
*a* – молотки Шмидта «Proceq» и ОМШ-1;  
*б* – элементы конструкции молотка Шмидта;  
 1 – рабочая пружина; 2 – боек; 3 – индентор; 4 – направляющая бойка  
 со спусковым механизмом; 5 – вспомогательная возвратная пружина



Таблица 1.2

Параметры градуировочных зависимостей склерометра ОМШ-1

№ состава	Линейная градуировочная зависимость			Нелинейная градуировочная зависимость								
	Коэффициенты		$S_{cm}^T$ , %	$r$	$S_{fc}^*$ , %	$r^*$	$S_{cm}^T$ , %	Градуировочная зависимость для $S_{T\_min}$				
	$a$	$b$						Уравнение зависимости	$A$	$B$	$C$	
№ 1	-16,95	1,814	7,35	0,987	9,14	0,987	6,8	0,99	$F_{c,cube} = A \exp(B/h)$	156,6	-42,0	-
№ 2	-35,92	2,453	3,8	0,997	10,7	0,997	2,5	0,998	$F_{c,cube} = AB^d h^C$	$1,42 \cdot 10^{-7}$	0,847	7,17
№ 3	-21,74	1,876	8,9	0,97	13,0	0,97	8,0	0,975	$F_{c,cube} = A \exp(B/h)$	183,7	-49,88	-
№ 4	-23,34	2,0636	9,8	0,97	10,4	0,97	9,5	0,97	$F_{c,cube} = A \exp(B/h)$	187,2	-47,2	-

$h$  – показания склерометра (индекс отскока);  $a, b, A, B, C$  – коэффициенты аппроксимирующих функций;

$S_{T\_min}$  – остаточное среднее квадратическое отклонение градуировочной зависимости, МПа;

$f_{cm}^*$  – среднее значение прочности образцов (по данным прессовых испытаний), МПа;

$r$  – коэффициент корреляции;

$S_{T\_min}^*, r^*$  – остаточное среднее квадратическое отклонение и коэффициент корреляции для универсальной линейной градуировочной зависимости  $F_{c,cube} = -23,49 + 2,03h$ .

В качестве градуировочных зависимостей (см. табл. 1.2) для указанных в табл. 1.3 составов бетона возрастом 1–35 сут. вполне приемлемо использовать линейные уравнения вида

$$f_{c,cube} = a + bh,$$

рекомендованные СТБ 2264 и ГОСТ 22690.

Несколько лучшие результаты снижения остаточного среднеквадратического отклонения до значения  $S_{T\_min}$  давало использование нелинейных зависимостей (экспоненциальных и полиномиальных), приведенных в табл. 1.2. Зависимость

$$f_{c,cube} = -23,49 + 2,03h,$$

которую можно рассматривать в качестве универсальной для использованного экземпляра прибора и рассмотренных четырех составов бетона, для всего массива данных испытаний бетонных образцов обеспечивала  $S_T = 10,4\%$  при коэффициенте корреляции  $r = 0,97$ .

При отскоке индентора от поверхности бетона кинетическая энергия расходуется на совершение работы для сжатия тарированной пружины прибора (рис. 1.7, а). Если ось прибора негоризонтальна, то проявляется влияние силы тяжести  $P$ , так как в этом случае энергия индентора расходуется и на ее преодоление.

С другой стороны, сила тяжести влияет на разгон индентора. В этом случае ее влияние на высоту отскока обратно по знаку. Для склерометра Шмидта коррекция выполняется введением поправки  $h_{II}$  к значению косвенного параметра  $h$  – индексу отскоку индентора:

$$f_c^* = f_c(h + h_{II}),$$

где  $f_c^*$  – скорректированное значение прочности бетона, определенной по градуировочной зависимости.

На рис. 1.9 приведены графики расчетных зависимостей поправок индекса отскока для двух направлений удара: с учетом и без учета сил трения бойка.

Таблица 1.3

## Составы бетона

Наименование состава	Обозначение состава	Марка по удобоукладываемости	Расход песка		Расход щебня		Расход цемента, ПЦ-500	Расход пластификатора, л (кг)	
			кг	м <sup>3</sup>	кг	м <sup>3</sup>		Стахемент	Стахе-пласт-М
Состав № 1*	C25/30 F100 W6	П3	750	0,5	1100	0,79	445	3,0 (3,6)	
Состав № 2**	C35/45 F100	П4	710	0,47	1000	0,71	600	4,8 (4,1)	
Состав № 3**	C30/37	П4	730	0,49	1050	0,75	540		5,4 (6,4)
Состав № 4**	C35/45 F100	П4	700	0,47	1030	0,74	600		6,0 (7,1)

\* Расход воды при осадке конуса 13–15 см.

\*\* Расход воды при осадке конуса 16–18 см (марка по удобоукладываемости П4).

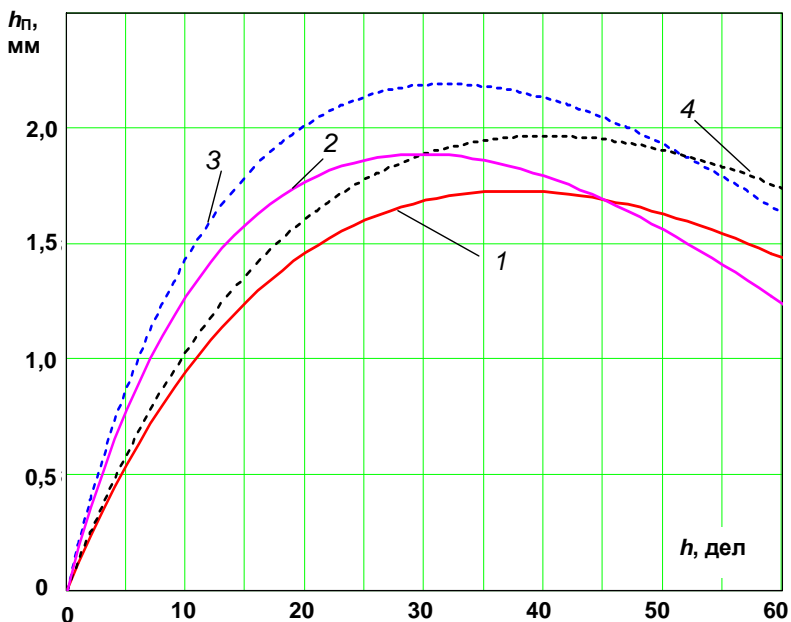


Рис. 1.9. Зависимости поправок от величины отскока:  
 1 – поправка для удара вниз, без учета сил трения; 2 – с учетом сил трения;  
 3 – поправка для удара вверх, без учета сил трения; 4 – с учетом сил трения;  
 (поправки для удара снизу вверх взяты с обратным знаком)

### 1.1.5. Метод ударного импульса

Физическая основа метода позволяет проводить параллель с методами упругого отскока и пластической деформации. Определение прочности бетона осуществляется на основе установленной разработчиками зависимости, близкой к линейной:

$$f_c = kdF/dt,$$

где  $F$  – сила соударения твердосплавного индентора с поверхностью бетона;

$t$  – время взаимодействия.

Приборы такого типа производят оценку прочности бетона по временным характеристикам процесса отскока, в частности, по про-

должительности и максимальной силе взаимодействия ударника с поверхностью. Для приборов такого типа заявляемый диапазон измерения прочности бетона составляет 10–100 МПа, погрешность – 12 %. На индикатор прибора выводится значение прочности бетона  $f_c^{bas}$ , автоматически рассчитываемое по так называемой базовой градуировочной зависимости, «зашитой» в память контроллера.

Конструкция индентора таких приборов содержит в себе акселерометр (рис. 1.10, *а*), генерирующий электрический сигнал (рис. 1.10, *б*), содержащий информацию о динамике взаимодействия индентора с контролируемой поверхностью.

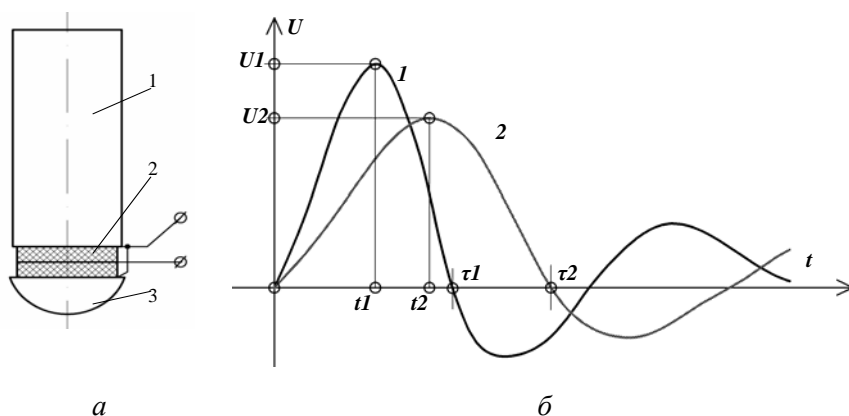


Рис. 1.10. Сенсорный элемент прибора метода ударного импульса:  
*а* – акселерометр; *б* – диаграмма сигнала датчика;  
 1 – боек; 2 – пьезоэлемент; 3 – твердосплавный наконечник

В перечень современных приборов, реализующих метод ударного импульса, входят «ОНИКС-2.2/2.3/2.4», ИПС-МГ4-01/03, «Beton Pro», «Beton Easy».

Прибор «ОНИКС-2.2/2.3» (рис. 1.11) предназначен для оперативного определения прочности бетона на сжатие неразрушающим ударно-импульсным методом в соответствии с ГОСТ 22690 и ГОСТ 18105 при технологическом контроле качества изделий, обследовании зданий, сооружений и конструкций.



Рис. 1.11. Прибор «ОНИКС-2.2»

Прибор применим для определения прочности, твердости и пластичности различных материалов (кирпич, штукатурка, композиты и т. п.), плотности дорожных покрытий; имеет настройку по видам материалов с возможностью индивидуальной калибровки пользователем. Прибор обеспечивает обработку серии измерений с фиксацией даты и времени их выполнения, коэффициента вариации и размаха, вида материала, учитывает возраст бетона и температуру. Электронный измеритель прочности бетона ИПС-МГ4.01 (рис. 1.12, а) имеет схожие характеристики.

Эти приборы рекомендуются для технологического контроля набора прочности бетоном в условиях монолитного строительства. Недостатком является большое влияние на результат измерения неровностей наружного слоя бетона и неоднородностей бетона (зерен крупного заполнителя), а также невысокая «проникающая» способность, ограниченная на уровне поверхностного слоя бетона 10–15 мм.

Указанные факторы приводят к значительному разбросу отдельных замеров, среднеквадратическое отклонение которых достигает 30–35 % от среднего, а в отдельных случаях – и более. Снизить неопределенность измерений удастся при накоплении и статистической обработке достаточно большого массива результатов. Измерительный алгоритм прибора ИПС-МГ4 предусматривает усреднение 10–15 отсчетов и их фильтрацию (отбрасывание отдельных выделяющихся отсчетов).



Рис. 1.12. Электронный измеритель прочности бетона:  
*a* – прибор ИПС-МГ4.01; *б* – прибор «Beton Pro»

Требуется индивидуальная коррекция градуировочных зависимостей, которая выполняется поправочными функциями:

$$f_c^* = F_n(f_c^{bas}),$$

где  $f_c^*$  – скорректированная оценка прочности;

$F_n$  – поправочная функция;

$f_c^{bas}$  – оценка по базовой зависимости.

Для сравнения двух методов контроля на рис. 1.13 сопоставлены экспериментальные данные оценок прочности бетонных образцов четырех составов (табл. 1.3) по результатам прессовых испытаний и выполненных совместных измерений методами упругого отскока (ОМШ-1) и ударного импульса (ИПС-4МГ).

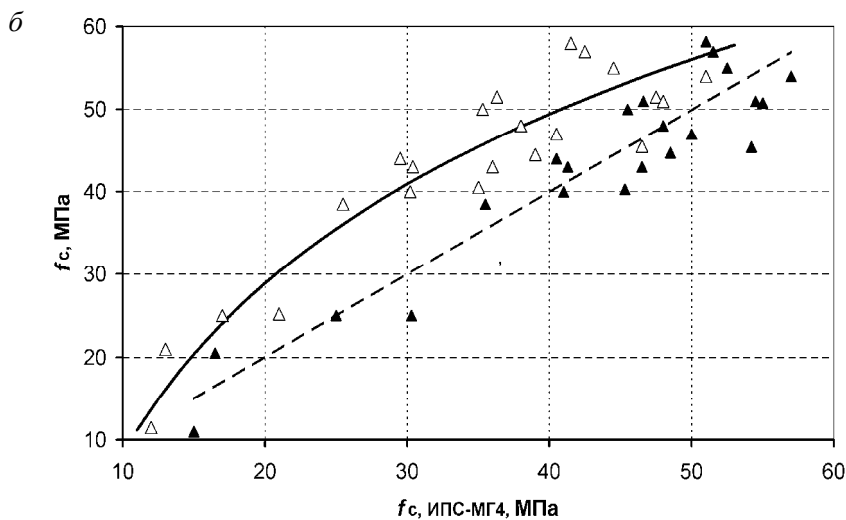
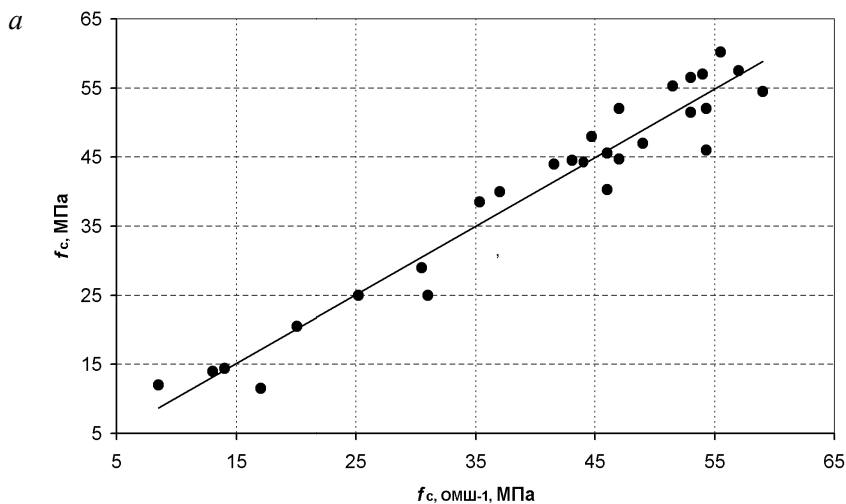


Рис. 1.13. Градуировочные зависимости:  
*a* – соответствие оценок прочности бетонных образцов методом упругого отскока ( $f_{c,cube} = -23,49 + 2,03h$ ); *б* – методом ударного импульса (Δ – оценки прочности по базовой градуировке; ▲ – оценки прочности после коррекции градуировочной зависимости)



Как недостаток приборов измерения прочности бетона ударным методом можно отметить их низкую чувствительность к структурным нарушениям (микро- и макротрещинам), большое влияние на результат измерения присутствующих в зоне воздействия сенсора локальных неоднородностей бетона (зерен крупного заполнителя), невысокую «проникающую» способность как следствие малой энергии удара и малой «вовлеченной» массы бетона, ограниченную поверхностным слоем бетона толщиной 3–5 мм.

С другой стороны, небольшая масса индентора и малая энергия удара позволяют успешно контролировать изделия, для которых поверхностная твердость является определяющим параметром. Приборы данного типа, по сравнению с молотком Шмидта, обладая низкой энергией удара и массой индентора, более чувствительны к прочностным параметрам наружного слоя бетона и наличию неровностей. По этой причине карбонизация поверхностного слоя бетона может явиться причиной заметного завышения его прочности при контроле приборами метода ударного импульса. Поэтому контроль «незнакомое» бетона методами индентирования, включая метод ударного импульса, рекомендуется дублировать на участках с максимальными и минимальными прочностными показателями испытания методом отрыва со скалыванием или скола ребра. Такое совместное испытание позволит, с одной стороны, повысить достоверность контроля бетона конструкции, а с другой, – уточнить градуировочные зависимости используемых склерометрических методов испытаний.

Технологозависимость рассмотренных выше методов обусловлена тем, что физико-механические характеристики, их соотношения различны для бетонов разных составов и технологий. Показатели динамической упругости, вязкости, структурного трения не являются неизменными константами даже для одного и того же бетона, а функционально зависят от способа их измерения: скорости приложения нагрузки и ее распределения в испытываемой области, диапазона силового воздействия и его продолжительности. А поскольку для приборов рассмотренных методов испытаний указанные параметры регламентируются лишь обобщенно-интегральной оценкой – энергией удара, то и результаты измерений приобретают значительную неопределенность.

Поэтому оценки прочности бетона, полученные ударными (склерометрическими) методами, могут не совпадать даже для однотипных

приборов и заметно отличаться от «истинной» прочности, определенной прессовыми испытаниями образцов.

### 1.1.6. Метод динамического индентирования

Физика процессов индентирования позволяет, в принципе, раздельно определять упругие и пластические (прочностные) параметры контролируемой среды, например, получить диаграмму нагружения бетона – зависимость  $\sigma = F(\varepsilon)$ . Основой методики является регистрация не амплитудных и интегральных значений косвенных параметров, а мгновенных – на протяжении всей продолжительности ударного взаимодействия индентора с бетоном. По данным измерений устанавливается зависимость между величиной внедрения индентора и возникающей силой сопротивления внедрению. На рис. 1.14 показан типичный вид указанной зависимости. Диаграмма включает в себя две ветви, – активную I, отображающую процесс внедрения индентора в бетон, при котором скорость индентора снижается от максимума в точке 0 до нуля в точке 2, и пассивную II, когда происходит «отскок» индентора, скорость движения меняет знак.

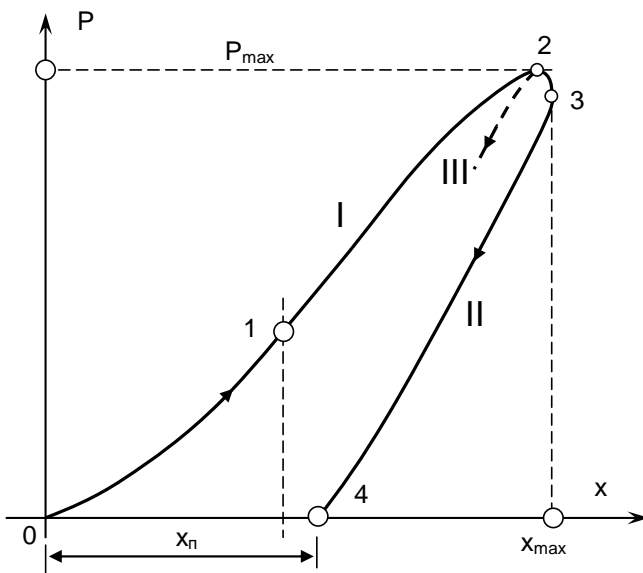


Рис. 1.14. Зависимость контактного усилия  $P$  от внедрения  $x$  в процессе динамического индентирования бетона

В начальной стадии взаимодействия (участок кривой 0–1) – имеет место упругое взаимодействие сферического индентора с поверхностью бетона. В соответствии с теорией контактного взаимодействия Герца зависимость контактного усилия от внедрения описывается выражением

$$P = \frac{4}{3} E^* R^{1/2} x^{3/2},$$

где  $E^*$  – приведенный модуль упругости контролируемого материала:

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2};$$

$E_1, E_2$  и  $\nu_1, \nu_2$  – модули Юнга и коэффициенты Пуассона материала индентора и бетона;

$R$  – радиус кривизны сферического индентора;

$x$  – глубина внедрения индентора.

На участке 1–2 имеют место упругое деформирование зоны контакта и пластическое смятие бетона. Характер зависимости  $P(x)$  становится более плавным, приближаясь к линейному. После достижения максимальной величины внедрения начинается процесс «отскока». На этом этапе характер участка 3–4 ветви диаграммы определяется упругим взаимодействием индентора и бетона. Разгрузка бетона в зоне контакта происходит до момента, соответствующего точке 4 диаграммы. Величина  $x_n$  определяет глубину отпечатка, оставшегося после удара индентора. Информационным является также и участок 2–3 диаграммы, который присущ только процессу динамического деформирования. Характер участка 2–3 указывает на проявление вязких свойств бетона: наблюдается деформирование зоны контакта при снижении контактной силы. Для случая статического (медленного) внедрения индентора в бетон или при отсутствии вязкости бетона этого участка не было бы и этапу разгрузки зоны контакта соответствовал бы участок III диаграммы.

Таким образом, анализ отдельных этапов взаимодействия индентора с бетоном позволяет, в принципе, оценить его упругие, вязкие и пластические (прочностные) свойства. В частности, описанный

метод непрерывной записи диаграммы вдавливания позволяет также определить модуль упругости бетона, являющейся одним из важнейших показателей деформируемости бетонных конструкций. Исходя из энергетических соотношений при ударе для расчета модуля упругости предложена следующая зависимость:

$$E = kH^{-5/4} e^{-2} (W/D^3)^{1/4},$$

где  $k$  – коэффициент, зависящий от физико-механических свойств материала индентора;

$W$  – предупредная энергия.

Динамическая твердость  $H$  рассчитывается как отношение контактного усилия  $P_{\max}$  к площади невосстановленного отпечатка:

$$H = \frac{P_{\max}}{2\pi R x_{\max}}.$$

Метод непрерывной регистрации диаграммы динамического внедрения индентора в бетон практически реализован в Институте прикладной физики НАН Беларуси в виде двух модификаций приборосклерометров: ИПМ-1А (рис. 1.15) и ИПМ-1Б, которые успешно прошли государственные испытания и сертифицированы в Республике Беларусь. Прибор ИПМ-1А состоит из трех отдельных узлов: ударного преобразователя, блока АЦП и компьютера. В автономном портативном приборе ИПМ-1Б блок АЦП и процессор размещены в корпусе ударного преобразователя.



Рис. 1.15. Прибор ИПМ-1А:  
 1 – ударный преобразователь;  
 2 – блок АЦП; 3 – компьютер  
 (на экране видна диаграмма  
 изменения скорости движения  
 индентора во времени)

Несмотря на перспективность развития методов ударного индентирования, следует указать на их главный недостаток применительно к бетону – «точечность» воздействия на поверхность образца или конструкции. Линейные размеры области деформирования бетона, влияющей на показания данной группы методов испытаний, лежат в пределах от нескольких миллиметров до 1–2 см, что для большинства конструкционных бетонов меньше размеров крупного заполнителя. Это усиливает вариабельность показаний приборов: оказалась ли точка индентирования между зёрнами крупного заполнителя или попала на заполнитель. Казалось бы, обойти эту проблему просто: достаточно набрать массив данных побольше и статистически усреднить. Определенный положительный эффект это действительно дает: усредненная оценка приобретает стабильность и повторяемость при повторных испытаниях. Но даже такая устойчивая оценка может значительно отличаться от данных прессовых испытаний бетонных образцов. Одной из главных причин отличия является то, что прочность, определенная по данным прессовых испытаний образцов, в значительной мере зависит от «работы» контакта поверхности зёрен крупного заполнителя и цементно-песчаной матрицы, а склерометрическим методам эта область структуры бетона практически недоступна. Данное обстоятельство заставляет искать альтернативные методы неразрушающих испытаний, у которых область воздействия на бетон включала бы в себя и указанные контакты. Такими качествами обладают акустические методы испытаний.

## **1.2. Акустические и электромагнитные методы контроля бетона**

### ***1.2.1. Метод акустической эмиссии***

Сущность метода состоит в регистрации с последующей обработкой и интерпретацией параметров акустических волн, вызванных внутренней динамической локальной перестройкой структуры бетона при его твердении, силовых и иных воздействиях. Перестройка структуры может заключаться в разрыве внутри- или межкристаллических связей структурных элементов бетона, «переключении» связей – разрываясь между одними элементами, связь может образоваться между соседними. Это приводит к быстропротекающим

микродеформациям. Поскольку источником акустических сигналов является сам контролируемый бетонный массив, никаких внешних излучателей нет, то метод акустической эмиссии (АЭ) принято относить к пассивным акустическим методам испытаний.

Характер возникающего акустического сигнала шумоподобный, он представляет собой последовательность импульсов (рис. 1.16) малой длительности (а значит, высокой частоты), с нерегулярными амплитудой и периодом следования.

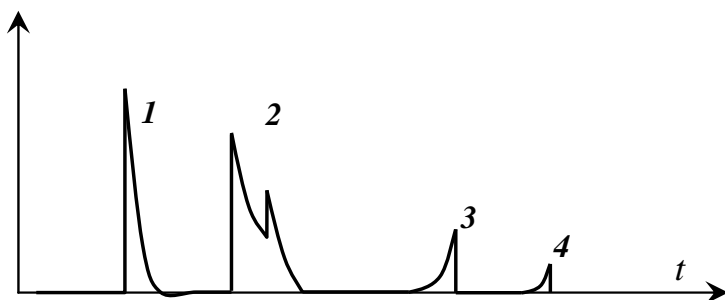


Рис. 1.16. Характерные формы импульсов акустической эмиссии: 1 и 2 — релаксационные импульсы; 3 и 4 — импульсы акселерационного типа

Основные параметры АЭ — число зарегистрированных импульсов за время наблюдения  $N_{\Sigma}$  и активность АЭ  $-dN_{\Sigma}/dt$ , равная количеству импульсов за единицу времени. Параметром, учитывающим еще и амплитуду импульсов, является эффективное значение АЭ, оцениваемое произведением активности АЭ на среднее значение амплитуды сигнала за единицу времени.

Метод позволяет выявлять в бетонных конструкциях скрытые дефекты на стадии их зарождения, а также контролировать нарастание прочности бетона в процессе его твердения, в том числе и на ранних стадиях, с целью прогнозирования прочности в проектном возрасте. Обычно акустико-эмиссионные испытания проводятся в условиях растущей нагрузки. Начальное приложение нагрузки приводит к возникновению большей эмиссии, чем последующее повторное нагружение (эффект Кайзера).

Важным достоинством метода АЭ является возможность обнаружения развивающихся, т. е. наиболее опасных дефектов конст-

рукции. Но к настоящему времени этот метод не регламентирован нормативами.

Перечень активных акустических методов достаточно широкий. К наиболее распространённым в практике неразрушающего контроля можно отнести следующие методы: прохождения, отражения, комбинированные, собственных частот (спектральные), включающие в себя метод свободных колебаний (резонансный), и импедансные.

Для оценки упругодеформационного и прочностных свойств бетона все активные акустические методы неразрушающего контроля бетона используют параметры процессов волнообразования и волнового распространения в испытываемой конструкции, создаваемых внешним инициатором (возбудителем) механических колебаний.

### ***1.2.2. Ультразвуковой импульсный метод определения прочности бетона***

Суть метода (СТБ EN 12504-4-2014, ГОСТ 17624-2012) заключается в регистрации времени (скорости) прохождения упругой волны от возбуждающего ее излучателя к приемному преобразователю с последующим пересчетом полученного показателя в значение прочности бетона по установленной ранее градуировочной зависимости. С позиций акустики и теории упругости скорость распространения упругих волн определяется не прочностью испытываемого материала, а его динамическими модулями упругости в соответствии с формулами

$$c_l = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}; \quad (1.4)$$

$$c_t = \sqrt{\frac{E_d}{2\rho(1+\nu)}} \approx 0,55c_l, \quad (1.5)$$

где  $c_l$ ,  $c_t$  – скорости продольной и поперечной упругих волн;  
 $E_d$  – динамический модуль упругости;  
 $\nu$  – коэффициент Пуассона;  
 $\rho$  – плотность материала.

Между прочностью зрелого бетона и его модулем упругости существует корреляция, выражаемая зависимостью

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} \cdot 10^3, \text{ МПа.} \quad (1.6)$$

Однако упругие и прочностные свойства бетона в разной степени зависят от его возраста, состава, уплотнения, влажности. Зависимость (1.6) имеет место только в пределах одного семейства бетонов, имеющих близкий состав и технологию. Для иных бетонов эта зависимость может нарушаться. Поэтому ультразвуковой импульсный метод по СТБ EN 12504-4-2014 и ГОСТ 17624-2012 является выражено *технологозависимым*. Это значит, что для данного метода не существует «универсальных» градуировочных зависимостей.

Основным способом контроля по ГОСТ 17624-2012 и СТБ EN 12504-4-2014 является сквозное прозвучивание (рис. 1.17, а).

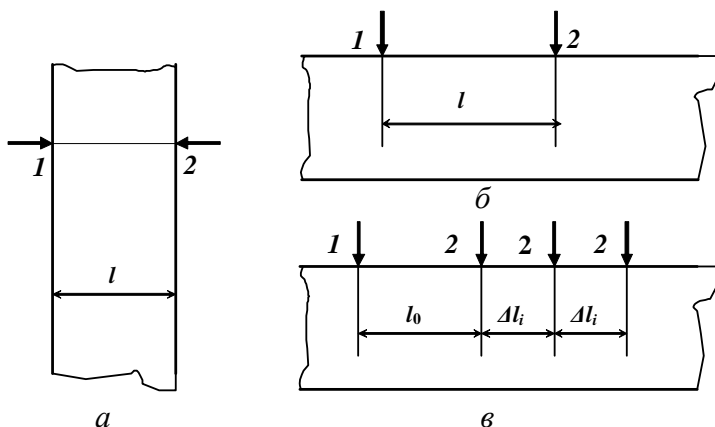


Рис. 1.17. Основные способы испытаний бетона при оценке скорости прохождения ультразвуковых колебаний:

а – сквозное прозвучивание; б – поверхностное прозвучивание на постоянной базе; в – продольное профилирование;

1 – зона установки излучателя; 2 – зона установки приемника

Излучатель и приемник ультразвуковых колебаний (УЗК) располагают соосно по разные стороны контролируемого изделия. Скорость ультразвукового импульса

$$c_i = l/t_i.$$



Аналогично определяется скорость импульса при поверхностном прозвучивании (рис. 1.17, б).

Для способа продольного профилирования приемный преобразователь устанавливается последовательно в несколько позиций, расположенных на одной линии. Расстояние  $l_0$  между излучателем и первой позицией приемного преобразователя выбирают равным 100–300 мм, а между соседними позициями приемного преобразователя  $\Delta l_i = 100\text{--}150$  мм.

Среднюю скорость прохождения волны колебаний определяют по формуле

$$c_{\text{cp}} = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^{N-1} \frac{\Delta l_i}{\Delta t_i},$$

где  $N$  – число позиций установки приемного преобразователя;

$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$  – изменение времени распространения ультразвука при перемещении приемного преобразователя на соседнюю позицию.

В табл. 1.4 приведены примеры градуировочных зависимостей в виде степенных функций. Остаточное среднее квадратическое отклонение  $S_T$  для приведенных зависимостей находилось в пределах 2–3,6 МПа. Такое же значение  $S_T$  обеспечивалось и экспоненциальными зависимостями вида  $f_{c, \text{cube}} = Ae^{Bt}$ .

Таблица 1.4

Градуировочные зависимости для оценки прочности бетона  
в возрасте 14 суток (прибор УК1401)

Номер состава бетона (см. табл. 1.3)	Градуировочная зависимость
1	$f_{c, \text{cube}} = 2,74 \cdot 10^6 t^{-3,219}$
2	$f_{c, \text{cube}} = 6,5 \cdot 10^5 t^{-2,784}$
3	$f_{c, \text{cube}} = 2,01 \cdot 10^9 t^{-5,009}$
4	$f_{c, \text{cube}} = 1,17 \cdot 10^6 t^{-2,909}$

$t$  – время распространения УЗК при поверхностном прозвучивании на базе 150 мм.  $f_{c, \text{cube}}$  – прочность (куб.) на сжатие, МПа.

Поверхностное прозвучивание и профилирование (см. рис. 1.17, б, в) представляют особый интерес для практики контроля бетона в построечных условиях, что обусловлено ограниченными возможностями доступа к изделию, находящемуся в опалубке, и значительными габаритами монолитных конструкций, затрудняющими соосную установку преобразователей на противоположные грани изделия и определение базы прозвучивания с необходимой точностью.

Приведенные выше зависимости (1.4) и (1.5) позволяют достаточно точно определить упругие модули бетона.

Особенностью бетона как поликристаллического композиционного материала является выраженная зависимость скорости упругих волн от действующего в нем напряжения. На рис. 1.18 приведены некоторые характерные кривые по данным совместных прессовых и ультразвуковых испытаний бетонных образцов-призм  $100 \times 100 \times 200$  мм.

Нагружение образцов производилось в осевом направлении прессом, скорость приложения нагрузки 1 МПа/с, скорость УЗК измерялась на одной из боковых граний. На диаграммах можно выделить три характерные стадии:

- 1) стадия уплотнения бетона ( $0 < \sigma < (0,5-0,6)\sigma_p$ );
- 2) стадия микроразрушений ( $(0,5-0,6)\sigma_p < \sigma < (0,8-0,95)\sigma_p$ );
- 3) стадия макроразрушения – образование магистральных трещин и разрушение образца ( $0,8-95 < \sigma \leq \sigma_p$ ).

Как видно на рис. 1.18, первой стадии соответствует линейное нарастание скорости УЗК. Происходят уплотнение бетона и «закрытие» микродефектов. Для второй стадии нагружения характерно снижение скорости приращения скорости УЗК, достижение ею пикового значения и постепенное снижение. Этой же стадии присуще нарастание активности акустической эмиссии – область АЭ на диаграмме. Третья стадия характерна объединением микродефектов, образованием макротрещин, их объединением в магистральные трещины. Скорость УЗК на этой стадии резко снижается

Наличие гистерезиса на диаграмме рис. 1.18, а свидетельствует о проявлении пластических свойств бетона, связанных с необратимыми деформациями образца после снижения нагрузки. Максимальное значение гистерезиса для относительного изменения скорости УЗК составило около 20 % от максимального.

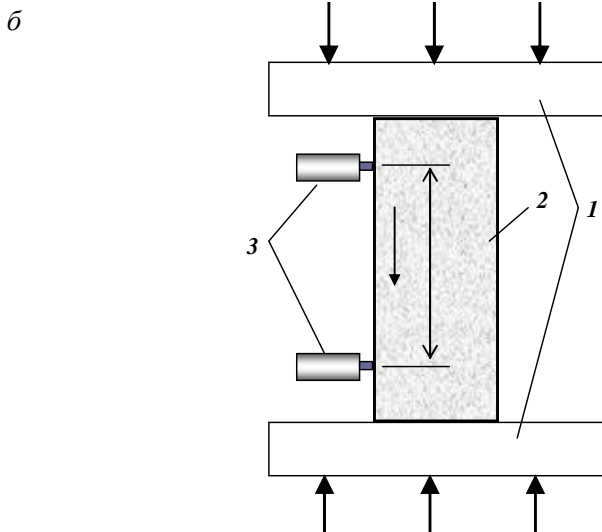
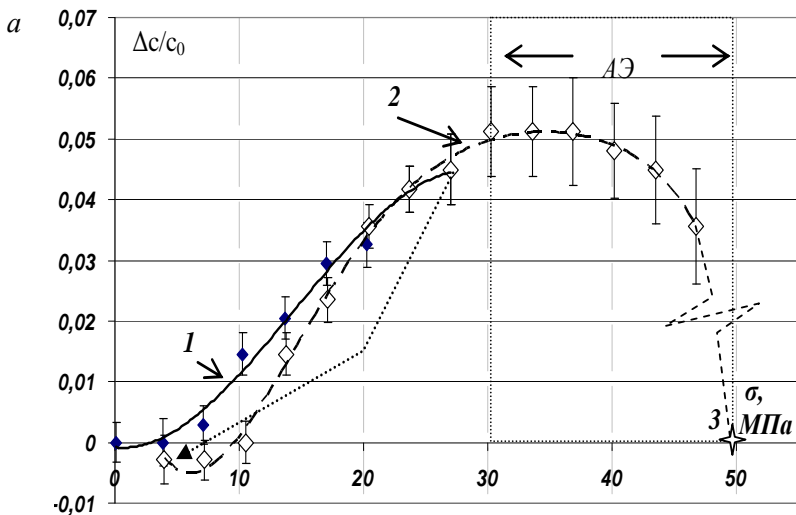


Рис. 1.18. Зависимость скорости продольных ультразвуковых волн от напряжения:  
*a* – кривая 1 – первое нагружение образца-призмы; кривая 2 – повторное нагружение;  
 3 – разрушающая нагрузка (состав бетона № 2, табл. 1.3);  
 возраст бетона 370 сут; *б* – схема испытаний образца-призмы: 1 – плиты пресса;  
 2 – испытуемый образец-призма; 3 – излучающий и приемный УЗ-преобразователи

Повышение информационности ультразвукового контроля намечилось в связи с появлением портативных приборов с сухим точечным акустическим контактом.

Приборы нового поколения с развитым набором сервисных функций по накоплению данных замеров и возможностью автоматизации обработки с использованием стыка с компьютера: «Пульсар-1.1/1.2» (рис. 1.19), УК1401 (рис. 1.20). С их помощью осуществляется поверхностное прозвучивание на постоянной базе с использованием сухого точечного контакта (СТК).



Рис. 1.19. Ультразвуковой прибор «Пульсар-1.0»: I – электронный блок; II – акустический зонд с СТК



Рис. 1.20. Ультразвуковой прибор УК1401

К несомненным достоинствам прибора «Пульсар-1.2» следует отнести предусмотренную разработчиками возможность визуализации принятого акустического сигнала, а также возможность сквозного прозвучивания на достаточно больших базах.

Метрологические параметры приборов УК1401 (табл. 1.5) и «Пульсар-1.01/1.2» близки.

Таблица 1.5

### Характеристики УК1401

Диапазон измерений времени, мкс	15–100
Диапазон измерений скорости ультразвука, м/с	1500–9999
Дискретность индикации времени, мкс	0,1
Рабочая частота ультразвуковых колебаний, кГц	70±10
Частота посылок зондирующих импульсов, Гц	20
Диапазон рабочих температур, °С	От –20 до +50
Масса, г	350
Габаритные размеры корпуса, мм	200 × 120 × 35

### 1.3. Импакт-эхо (Impact-Echo) метод

В США и многих странах западной Европы в последние 7–10 лет у исследователей набирает популярность и энергично внедряется в практику неразрушающего контроля бетона так называемый Impact-Echo метод (ИЕМ). Название метода можно перевести как *отклик от удара*.

ИЕМ следует причислить к акустическим методам дефектоскопии. Физическая основа ИЕМ заключается в зависимости *амплитудно-частотных* параметров акустического отклика на кратковременное ударное воздействие с небольшой энергией от физико-механических параметров испытуемого материала – бетона. Основными косвенными параметрами метода являются длительность отклика и соотношения основных частотных составляющих спектра колебаний (рис. 1.21).

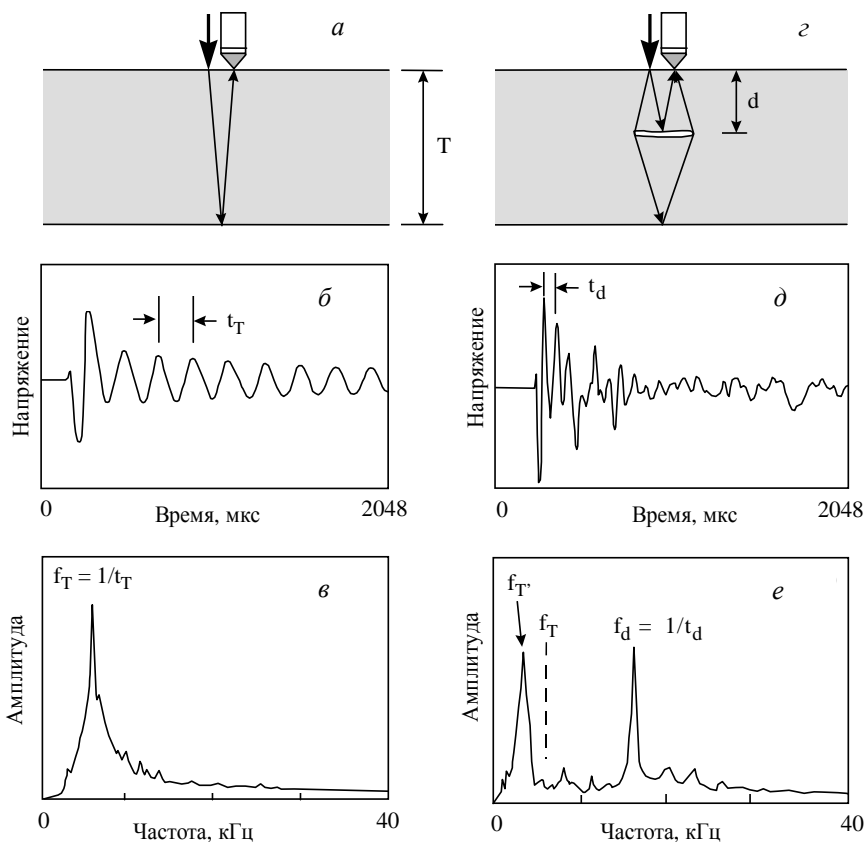


Рис. 1.21. Сравнение акустического отклика при отсутствии дефекта в зоне контроля (слева) и при наличии дефекта: *a, c* – схемы контроля; *б, д* – временные диаграммы сигналов откликов; *е, е* – частотные спектры сигналов

ИЕМ высоко эффективен для обнаружения скрытых под поверхностью дефектов: трещин, расслоений, пустот.

При отсутствии дефекта после ударного воздействия в зоне контроля образуется акустическое поле, основные составляющие которого имеют частоты, кратные частоте полуволновых колебаний (рис. 1.21, *б*), которая является опорной  $f_T$  и связана со скоростью распространения продольной волны  $c$  и расстоянием  $T$  соотношением

$$f_T = c/2T. \quad (1.7)$$

Наличие дефекта обогащает частотный спектр составляющими, частота которых определяется глубиной дислокации дефекта  $d$ , а амплитуда зависит главным образом от размеров, формы и ориентации по отношению к фронту волны:

$$f_d = c/2d.$$

При этом, как показано на рис. 1.21,  $e$ , опорная частота может сместиться вниз.

Возбуждение колебаний в бетоне обычно производится специальным ударным механизмом либо вручную – нанесением удара стальным шариком (рис. 1.22 и 1.23) по поверхности изделия вблизи приемного преобразователя.



Рис. 1.22. Контроль состояния балки методом Impact-Echo

Как правило, частотный спектр отклика находится в пределах от единиц килогерц до 60–80 кГц.

Прием колебаний осуществляется пьезоэлектрическими датчиками 1, регистрация и обработка сигнала – посредством портативного компьютера 3, связанного с датчиком через блок предварительной обработки сигнала 2, производящего его усиление и «оцифровку» (рис. 1.23).



Рис. 1.23. Типичный комплект системы для оценки состояния бетонных изделий методом Impact-Echo:  
 1 – приемный акустический сенсор; 2 – блок усиления и оцифровки;  
 3 – PC; 4 – сферические инденторы

Определение прочности (упругости) бетона производится по скорости прохождения импульса на основе градуировочных зависимостей, аналогичных зависимостям ультразвукового импульсного метода. Скорость распространения упругой волны определяют по формуле (1.19), зная толщину изделия и частоту  $f_T$  (рис. 1.21, в).

Основным достоинством метода «Импакт-эхо» в сравнении с ультразвуковым импульсным является возможность одностороннего прозвучивания крупногабаритных и протяженных конструкций (оценка целостности и прочности бетонных свай длиной до 20 м и более). В оценке прочности и параметров упругости бетона оба метода дают близкие оценки, но ИЕМ «охватывает» значительно больший объем бетонного массива.

На рис. 1.24 приведен пример спектрограммы процесса твердения бетона.

По мере созревания бетона наблюдается постепенное обогащение спектра отклика высокочастотными составляющими. Интерпретация такого рода данных контроля (рис. 1.24) требует высокой квалификации и опыта оператора и не всегда дает однозначные оценки состояния бетона. Открытым остается вопрос о влиянии армирования бетона на оценки метода.



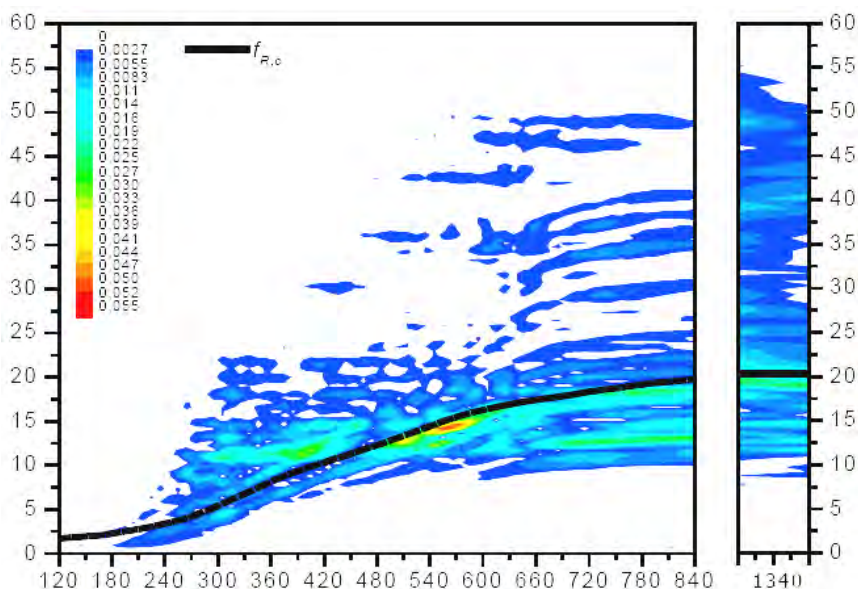


Рис. 1.24. Спектрограмма акустического отклика в процессе твердения бетонного образца. На горизонтальной оси показаны отсчеты времени твердения образца, мин; на вертикальной – частота, кГц

Кроме армирования и дефектов сплошности (пустот, трещин) бетона на частотный спектр акустического отклика большое влияние оказывает форма контролируемого изделия. Выраженные пики частотного спектра (см. рис. 1.21, *e*) отчетливо наблюдаются в том случае, когда один размер изделия значительно отличается от двух остальных, например, в плитах, стенах, толщина которых много меньше их длины и ширины; в сваях: длина много больше габаритов сечения. Для такого типа изделий ИЕМ наиболее эффективен и прост в реализации. Если же размеры становятся соизмеримыми, например толщина и ширина колонны, то частотный спектр отклика значительно усложняется (рис. 1.25, *b*): в нем возникает множество частотных составляющих, соответствующих различным типам возникающих колебаний. Анализ такого рода спектра визуально затруднителен, что пока ограничивает область применения ИЕМ.

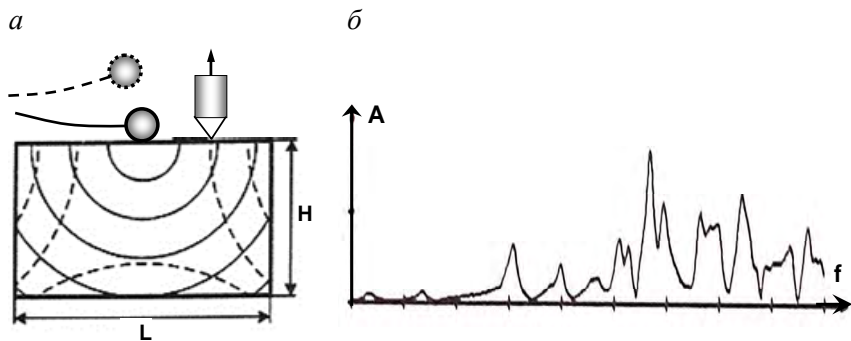


Рис. 1.25. Характер волновых процессов в компактных бетонных изделиях:  
*a* – переотражающиеся и интерферирующие колебания в сечении колонны;  
*б* – частотный спектр колебаний в точке контроля

Высокая чувствительность к приповерхностным дефектам и скрытым протяженным дефектам структуры бетона, влияющим в наибольшей степени на несущую способность конструкции, является сильной стороной ИЕМ и открывает этому методу широкую перспективу практического использования.

#### 1.4. Резонансный метод

По своей физической основе резонансный метод (РМ) и ИЕМ близки. РМ основан на зависимости резонансных частот различных типов колебаний испытываемых образцов бетона от его параметров упругости. При испытании образцов измеряют собственную частоту и затухание изгибных, крутильных или продольных колебаний. Как правило, в РМ в отличие от ИЕМ принимаются во внимание только основные (низшие) частоты колебаний. Возбуждение затухающих изгибных и продольных колебаний может осуществляться нанесением легких ударов по боковым (для изгибных колебаний) либо торцевым граням образца. На рис. 1.26 приведена схема измерения параметров изгибных колебаний.

Модуль Юнга  $E$  может быть определен из соотношения

$$E = 0,0789 \frac{f_0^2 L^4 \rho q}{981 i^2},$$

где  $L$  – длина образца, см;

$\rho$  – плотность, кг/м<sup>3</sup>;

$q$  – коэффициент, зависящий от отношения размера образца в плоскости колебаний к его длине;

$i$  – радиус инерции в плоскости сечения образца, см.

Введение обратной связи, на рис. 1.26 показанное штриховой линией, позволяет создать в системе автоколебания на резонансной частоте.

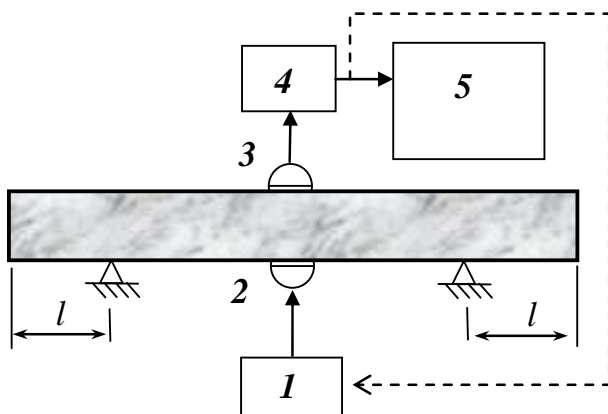


Рис. 1.26. Схема измерения частоты резонансных, изгибных колебаний бетонного образца:

- 1 – генератор переменного напряжения; 2 – инициатор колебаний;  
3 – приемный преобразователь; 4 – усилитель; 5 – регистрирующий прибор  
(осциллограф/частотомер)

РМ практически используется для лабораторных испытаний образцов и изделий простой формы: призм, цилиндров, стержней. Следует заметить, что резонансная характеристика группы механически связанных элементов в общем случае не является суммой резонансных характеристик составляющих элементов. А если функции связи или упругости самих элементов содержат нелинейности, то анализ такой динамической системы может быть затруднительным даже при использовании современных вычислительных средств. Тем не менее анализ частотных характеристик групп элементов или всего объекта в целом может в перспективе оказаться эффективным для оценки

жесткости конструкций и соответствия их механических характеристик заданным требованиям в условиях строительной площадки.

### 1.5. Дефектоскопия бетона

Сложность выявления дефектов в бетоне связана с его неоднородностью – наличием крупного заполнителя, размер зерен которого накладывает ограничение на минимальную длину волны зондирующих колебаний. С длиной волны  $\lambda$  связаны размер выявляемого дефекта, а также степень направленности «луча» зондирующих колебаний. Указанные ограничения не позволяют уменьшить длину волны ниже 4–3 см, что соответствует частотам 70–100 кГц.

Низкочастотные ультразвуковые дефектоскопы позволяют производить локализацию и оценку размеров дефектов в крупнотекстурных материалах, в том числе и в бетоне при одностороннем доступе к изделию, используя отраженный от дефекта сигнал и обеспечивая визуализацию дефектов на встроенном дисплее.

На рис. 1.27 показан низкочастотный акустический дефектоскоп – томограф А1220, использующий эхо-метод. Разрешающая способность прибора составляет приблизительно 60–80 мм по обеим осям координат.



Рис. 1.27. Низкочастотный дефектоскоп «А1220-МОНОЛИТ»

Чувствительность его достаточна для обнаружения в мелкозернистом бетоне полостей с размерами от 30 мм и более. При размерах крупного заполнителя более 20–30 мм томограф позволяет обнаружить полости, превышающие средний размер зерна в 1,5–2 раза.

Конструктивно дефектоскоп «А1220-МОНОЛИТ» состоит из электронного блока с экраном и клавиатурой, а также 24-элементного (6×4) матричного антенного устройства (АУ). Элементы АУ подпружинены и дают возможность измерения на криволинейных и шероховатых поверхностях.

Для локализации и оценки размеров представляет интерес опыт использования неоднородностей и структурных нарушений в бетоне методов радиолокации.

Излучаемый в исследуемую среду импульс отражается от неоднородностей, имеющих отличную от среды диэлектрическую проницаемость или проводимость, принимается приемной антенной и усиливается в широкополосном усилителе. После преобразования в цифровую форму информация для дальнейшей обработки и регистрации поступает на портативный компьютер.

Возможность бесконтактного (на расстоянии) взаимодействия приемно-излучающей системы с контролируемым изделием и возможность плавной/ступенчатой перестройки частоты зондирующих колебаний в достаточно широком диапазоне повышают информативность контроля. Бесконтактный ввод-прием сигнала упрощает процесс сканирования контролируемой поверхности и позволяет выполнять его с большой скоростью, что особенно важно при обследовании состояния дорожного и аэродромного покрытий.

Известны радиолокационные приборы подповерхностного зондирования (в общепринятой терминологии – георадары) серии «ОКО» и радиолокаторы «Раскан-3». Конструктивно приборный комплект включает в себя антенный блок, стыкующийся с компьютером, выполняющим управление зондированием, обработку и 3D-визуализацию результатов санирования.

На рис. 1.28 показан антенный блок АБ-400 георадара «ОКО». Частотный диапазон антенного блока определяет разрешающую способность и максимальную глубину зондирования: более высокой частоте соответствует лучшая разрешающая способность, меньшей частоте – бóльшая (до 30 м) глубина зондирования.



Рис. 1.28. Антенный блок АБ-400 георадара «ОКО» при обследовании взлетно-посадочной полосы

На рис. 1.29 приведены радарограмма сканирования участка взлетно-посадочной полосы и ее расшифровка.

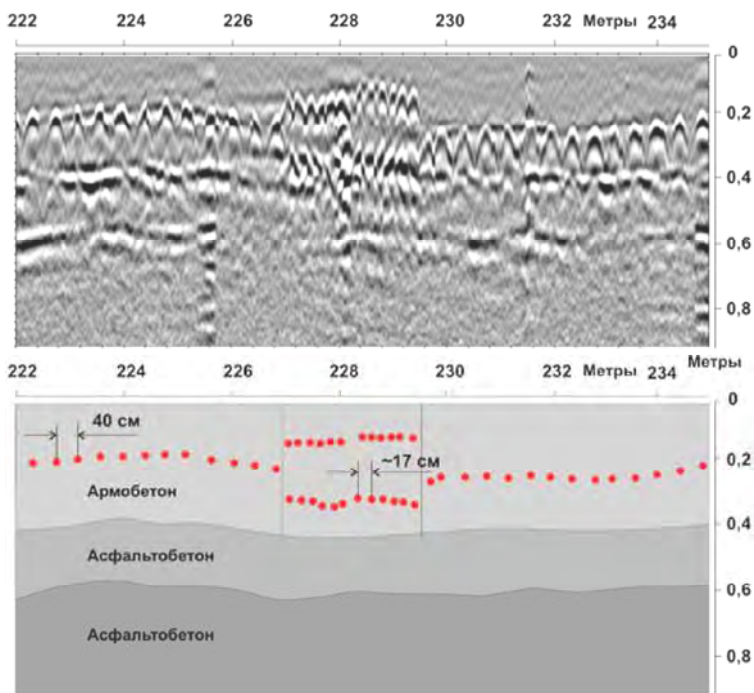


Рис. 1.29. Радарограмма георадара «ОКО» с антенным блоком АБ-1700 (вверху); внизу – расшифровка радарограммы

Использование георадара «ОКО» для контроля монолитного бетона эффективно для крупноразмерных изделий.

Прибор серии «РАСКАН» (рис. 1.30) позволяет обнаруживать протяженный объект диаметром 0,05 и длиной 20 мм в толще бетона на глубине 50 мм, осуществляя формирование изображения исследуемой подповерхностной области на экране монитора компьютера.



Рис. 1.30. Антенный блок (датчик) прибора «Раскан-3»

Контролировать прочность бетона акустическими методами можно лишь в той мере, в какой показатели прочности могут быть связаны с показателями упругости. Связь эта неоднозначна и зависит от большого числа факторов.

Выявление неоднородности бетона, присутствия структурных нарушений, макродефектов, оценка параметров упругости и пластичности предпочтительны при использовании ультразвукового импульсного метода в сравнении с механическими.

Интегральная оценка качества бетона в некотором объеме, а не в отдельных точках очень высокая, чувствительность к структурным нарушениям – микро- и макротрещинам, высокая оперативность – достоинства ультразвукового импульсного метода.

Все используемые приборы ультразвукового контроля бетона (за исключением дефектоскопа А1220) являются измерителями скорости продольных волн. Применение сухого точечного контакта на малых базах прозвучивания (100–200 мм) позволяет получать вполне достоверную информацию о прочностных параметрах бетона даже в случаях, когда другие методы неразрушающего контроля

неприменимы (неровности контролируемой поверхности, дефектность тонкого поверхностного слоя бетона), и повысить точность измерений при поверхностном контроле, что особенно важно для практики контроля в построчных условиях.

Метод Impact-Echo составляет сильную конкуренцию ультразвуковым методам при обнаружении скрытых под поверхностью бетона трещин и других дефектов сплошности, а метод свободных колебаний позволяет потенциально контролировать состояние конструкций целиком.

## **1.6. Рекомендации по проведению контроля прочности бетона неразрушающими методами**

### ***1.6.1. Влияние состояния поверхности испытываемого изделия и неоднородности бетона на оценки прочности бетона неразрушающими методами***

Неоднородность бетона по прочности, влияя на несущую способность конструкции, создает и дополнительные сложности в использовании неразрушающих методов контроля, поскольку характер и степень влияния вариации прочности бетона конструкции и бетона испытательных градуировочных образцов на вариацию косвенных показателей неразрушающих методов могут заметно различаться.

На рис. 1.31 приведено распределение по толщине оценок прочности бетона монолитной плиты перекрытия в возрасте 4,5 сут.

Испытания показали сопоставимость результатов оценки прочности бетона, полученных ультразвуковым импульсным методом на верхней открытой поверхности плиты (поверхность 25 см) и на стенке проема, на 3 см ниже уровня поверхности. Разница в оценках прочности не превышала 5–7 %. Несколько большее отличие оценок прочности бетона ультразвуковым методом от средней по сечению плиты наблюдается при контроле донной зоны, здесь разница достигает 25–30 %. Характерной для ультразвукового метода является большая разница оценок прочности бетона по высоте плиты в сравнении с данными прессовых испытаний кернов: для ультразвукового метода разница составила около 34 %, для кернов – 17,5 %.



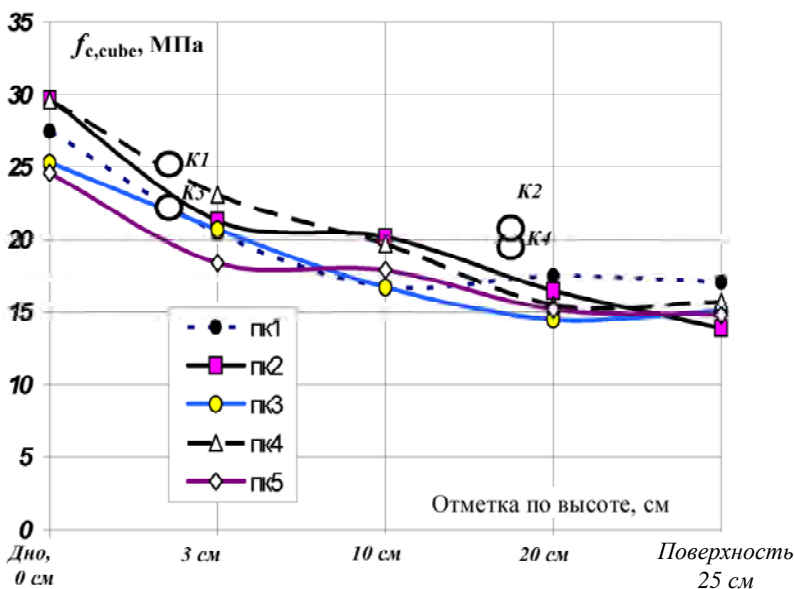


Рис. 1.31. Распределение прочности бетона плиты перекрытия толщиной 0,25 м по высоте сечения по результатам ультразвуковых измерений; проектный класс бетона по прочности С25/30; К1, К2, К3, К4 – отметки проб кернов; возраст 4,5 сут; прочность бетона по данным прессовых испытаний образцов-кубов 21,2 МПа

Состояние поверхности контролируемой конструкции имеет большее значение для методов индентирования. Использование точечного акустического контакта позволяет практически не принимать во внимание неровность поверхности при ультразвуковом контроле.

При контроле плит перекрытий (срок твердения 28 сут и более) данные ультразвукового контроля практически совпадают с данными испытаний кернов. Данные испытаний склерометром ОМШ-1 сильно различаются, в частности, для бетона проектного класса по прочности С25/30 средняя оценка прочности для верха испытанных плит перекрытий составляла 18 МПа и 32 МПа – для нижней поверхности.

Это позволяет для оценки начальной стадии твердения бетона (от 1 до 4 сут), когда нет доступа к нижней поверхности плиты, рекомендовать механические методы контроля, как более надежные и менее технологозависимые. По мере твердения бетона это их достоинство теряется и преимущество переходит к ультразвуку.

Для ультразвукового прибора УК1401 (база прозвучивания 150 мм, частота зондирующих импульсов около 50–70 кГц) на оценку прочности влияет слой бетона толщиной около  $\lambda/2$ , что составляет около 3–3,5 см. Оценки механических методов в большей степени зависят от качества и свойств поверхности бетона.

На рис. 1.32 представлены данные испытания бетонных полов, выполненных с упрочнением верхнего слоя механическим втиранием упрочняющего компонента УК-1 (фирма «Бирс»).

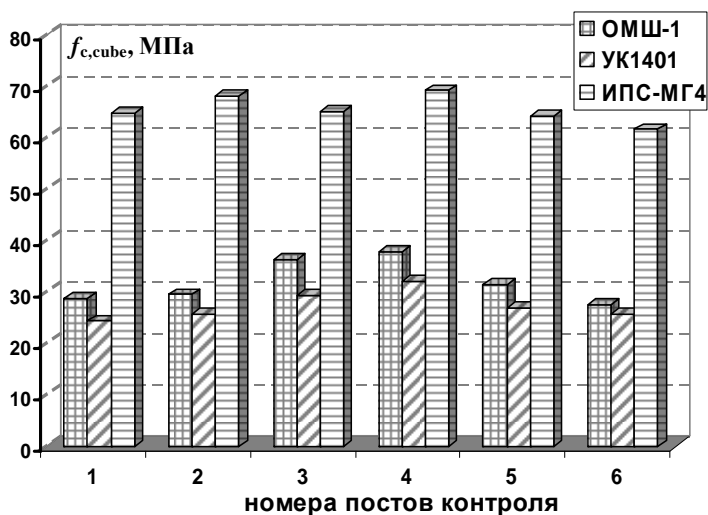


Рис. 1.32. Распределение оценок прочности бетонной плиты с упрочняющим слоем по данным неразрушающего контроля (возраст бетона 35 сут)

Основание пола (толщина приблизительно 5–7 см) выполнено из бетона класса С25/30. Упрочнению подвергался верхний слой бетона толщиной 3–4 мм путем втирания в незатвердевшую стяжку упрочняющего состава. Данные ультразвуковых испытаний дали оценку прочности, соответствующую средней прочности бетонного массива в пределах 24–32 МПа. Данные механических испытаний различались более чем в два раза, причем показания склерометра ОМШ-1, имеющего большую энергию удара, были ближе к данным ультразвукового метода, но имели значительный разброс – от 25 до 52 МПа, что, вероятно, связано с различием в толщине упрочненно-

го бетонного слоя выбранных зон контроля. Оценки ударно-импульсного метода (ИПС-МГ4) достаточно ровные и соответствуют прочности 62–69 МПа.

Ударно-импульсный метод, реализуемый прибором ИПС-МГ4, принимает во внимание прочность (твердость) верхнего упрочненного слоя. ОМШ-1, имеющий значительно ббольшую энергию удара, фактически «проламывает» верхний твердый слой, за счет чего его оценка прочности приближается к значению прочности бетонной стяжки.

### ***1.6.2. Влияние армирования на результаты ультразвукового контроля бетона***

Приросту оценки прочности в 2,5–3,5 % соответствует возрастание скорости УЗ-импульса на 1 %. Поэтому погрешность в определении скорости УЗ-импульса приведет к трехкратному увеличению погрешности прочности бетона даже при идеальном подборе градуировочной зависимости. Одним из факторов погрешности в определении скорости УЗ-импульса является присутствие стальной арматуры в зоне контроля. Скорость распространения акустических колебаний в стальной арматуре лежит в пределах от 5700 до 6200 м/с, на 50–70 % превосходя скорость ультразвука в зрелом бетоне. насыщение бетона стальной арматурой может привести к возрастанию скорости УЗ-импульса в сравнении с бетоном без армирования. Степень влияния армирования зависит от диаметра арматуры и качества её сцепления с бетоном.

Сомнения в точности определения скорости УЗ-импульса при испытаниях армированного бетона приборами с фиксированной базой измерения («Пульсар-1.1/1.2», УК1401, «Бетон-22/32») достаточно эффективно устраняются предварительным установлением самого факта влияния арматуры. Для этого производится несколько контрольных измерений приборами с фиксированной базой измерения («Пульсар-1.1/1.2», УК1401, «Бетон-22/32») в областях наибольшего и наименьшего влияния армирования, которые заранее определяют, используя измерители защитного слоя бетона: «ПОИСК-2.51/2.52», ИПА-МГ4 (рис. 1.31), «Armoscan», «Profoscop».

Измерения производятся дважды: в направлении прозвучивания параллельно арматурному стержню и перпендикулярно к нему.



Рис. 1.33. Прибор обнаружения арматуры ИПА-МГ4

Описанная методика не решает вопрос о степени влияния арматуры, а лишь позволяет фиксировать наличие/отсутствие его проявления.

Для поверхностного прозвучивания конструкций (рис. 1.34) фактор влияния армирования проявляется в наибольшей степени, если направление прохождения зондирующего сигнала совпадает с направлением осей ближайших стержней арматуры.

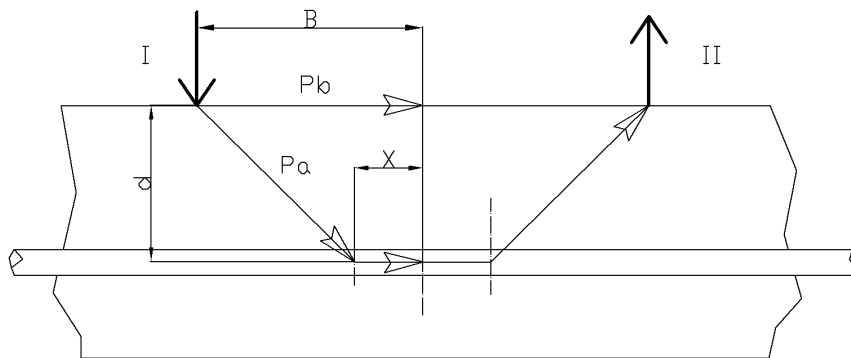


Рис. 1.34. Схема пути прохождения УЗ-импульса в зоне армирования

Из точки излучения I в точку приема II (см. рис. 1.34) импульс может попасть разными путями, из которых наиболее характерны следующие два: либо проходя непосредственно через бетон – по

кратчайшему пути, либо пройдя часть пути по арматуре, затратив меньшее время. Критического значения величина  $d$  достигает в случае, когда оба пути займут одинаковое время. Зависимость критической глубины залегания арматуры от скорости УЗК и базы измерения  $2B$  описывается формулой

$$d_{\text{кр}} = B \sqrt{\frac{1-w}{1+w}},$$

где  $w = c_6/c_a$ ;

$c_a$  и  $c_6$  – скорость УЗ-импульса соответственно в арматуре и бетоне.

На рис. 1.35 приведены графики этой зависимости для баз прозвучивания 100, 150 и 200 мм.

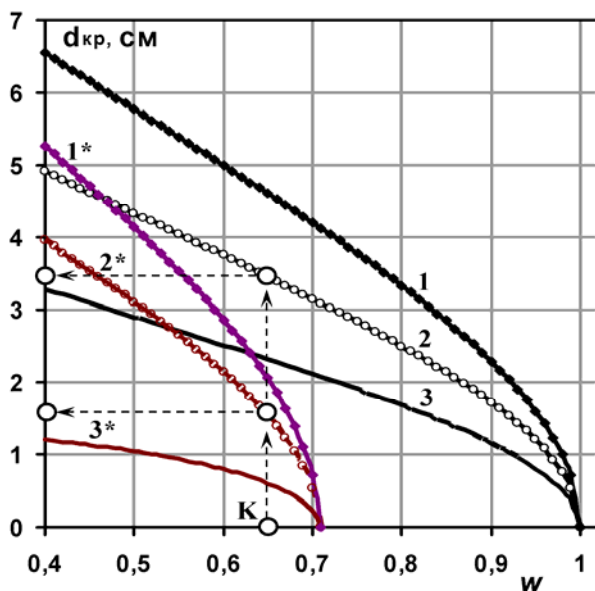


Рис. 1.35. Зависимость критической глубины расположения арматуры от соотношения скоростей распространения УЗК в бетоне и арматуре:

1, 1\* – база прозвучивания  $2B = 200$  мм; 2, 2\* –  $2B = 150$  мм;

3, 3\* –  $2B = 100$  мм; точка К соответствует значениям скоростей:

$$c_6 = 3800 \text{ м/с}, c_a = 5900 \text{ м/с}$$

Для принятого типового соотношения скоростей  $c_b$  и  $c_a$  критическая толщина защитного слоя составляет около 3,5 см (для базы прозвучивания 150 мм).

При «диагональной» ориентации направления прозвучивания по отношению к арматурной сетке (кривые 1–3\* на рис. 1.35) критическая глубина залегания арматуры уменьшается. В этом случае критическая толщина защитного слоя составит около 1,6 см, что для подавляющего большинства монолитных изделий ниже нормированной толщины защитного слоя.

Увеличение базы прозвучивания до 200 мм приводит к прямо пропорциональному росту критической толщины защитного слоя бетона (до 2,2 см), которое уже достигает нормированных значений. Представленные расчеты справедливы только для продольной волны, регистрируемой по первому вступлению сигнала.

Минимизировать влияние армирования при поверхностном контроле можно «диагональной» ориентацией прибора на поверхности изделия: угол между направлением прозвучивания и стержнями армирования должен составлять приблизительно  $45^\circ$ . Для тяжелых бетонов классов С16/20 и выше (для базы измерения 120 мм и шаге армирования более 150 мм) это позволяет не учитывать наличие арматуры в зоне контроля, если толщина защитного слоя превышает 15 мм (для арматуры диаметром до 20 мм). Для диаметра арматуры 25 мм минимальная толщина защитного слоя 20 мм. Это справедливо для приборов, оценивающих скорость распространения УЗ-импульса по фронту первого вступления сигнала («Пульсар-1.1/1.2», УК-14П).

### ***1.6.3. Коррекция градуировочных зависимостей приборов неразрушающего контроля прочности бетона***

Необходимость коррекции градуировочных зависимостей неразрушающих методов испытаний, о чем уже говорилось выше, связана с различиями в технологиях бетонирования крупногабаритных монолитных изделий и испытательных контрольных образцов бетона, а также различием условий их твердения. В качестве «экспертного» может использоваться самый технологонезависимый из известных метод определения прочности по образцам, отобранным из конструкции по ГОСТ 28570–90 (рис. 1.36).

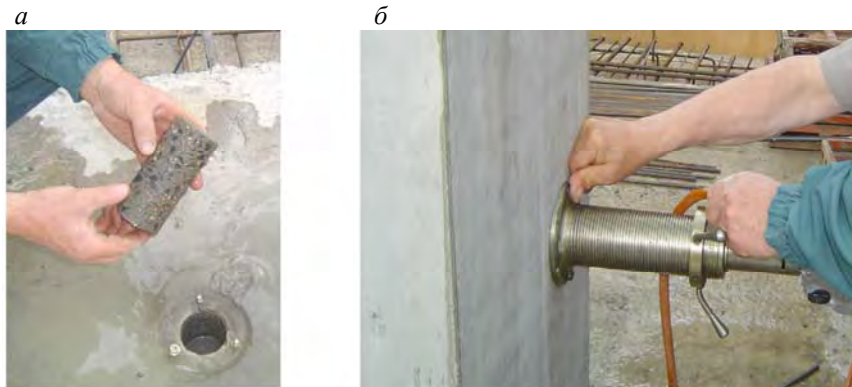


Рис. 1.36. Выборка образцов-кernов из монолитных конструкций:  
*а* – из плиты перекрытия; *б* – из монолитной колонны

Существуют разные подходы к процедуре коррекции. Радикальной и универсальной могла бы быть методика построения градуировочной зависимости заново для конкретной конструкции или группы конструкций. Но полноценное построение такой зависимости требует достаточно большой выборки данных неразрушающим и экспертным методом. С другой стороны, если такой набор данных для данного бетона получен, то зачем нужна сама зависимость, ведь данные экспертного метода, по сути, являются максимально точной оценкой его прочности.

Термин «коррекция» предполагает наличие некоторой априорной информации о контролируемом бетоне: его возрасте, составе, технологии укладки и уплотнения, стабильности технологии поставщика бетонной смеси и т. д., т. е. бетон не является совершенно неизвестным. Это позволяет с некоторой уверенностью предполагать, что градуировочная зависимость, построенная ранее для бетона такого же класса по прочности и близкого по составу и технологии к испытываемому, не должна иметь больших отличий от искомой зависимости. В действующих нормативах – СТБ EN 13791–2012, СТБ 2264–2012, ГОСТ 22690–88, ГОСТ 17624–2012 – предлагаются два следующих варианта коррекции, дающих примерно одинаковый эффект. Один вариант (СТБ 2264, ГОСТ 17624) предполагает расчет поправочного коэффициента  $K_c$ :

по СТБ 2264

$$K_c = \frac{\sum_1^n f_{c,expert,i}}{\sum_1^n f_{c,NDT,i}};$$

по ГОСТ 17624

$$K_c = \frac{\sum_1^n \frac{f_{c,expert,i}}{f_{c,УЗ,i}}}{n},$$

где  $f_{c,expert,i}$  – единичная оценка прочности бетона экспертным методом;

$f_{c,NDT,i}$  – единичная оценка прочности неразрушающим методом;

$n$  – число испытаний:  $n > 2$ .

Искомая градуировочная зависимость записывается в виде

$$f_{c,NDT}^* = K_c f_{c,NDT},$$

где  $f_{c,NDT}^*$  – скорректированная оценка прочности бетона неразрушающим методом испытаний;

$f_{c,NDT}$  – оценка прочности по «старой» градуировочной зависимости.

По другой методике (СТБ EN 13791) коррекция исходной (базовой) градуировочной зависимости производится по формуле

$$f_{c,NDT}^* = f_{c,bas} + \delta f,$$

где  $f_{c,bas}$  – оценка прочности по базовой («старой») градуировочной зависимости;

$\delta f$  – смещение, рассчитываемое по формуле



$$\delta f_{m(n)} = \frac{\sum_1^n (f_{is,i} - f_{c,bas,i})}{n},$$

где  $f_{is,i}$  – единичная оценка прочности экспертным методом (методом испытания образцов-кернов);

$f_{c,bas,i}$  – единичная оценка прочности по базовой («старой») градуировочной зависимости;

$n > 8$ .

Более «тонкая» экспериментальная методика, объединяющая приведенные выше методики коррекции, описана ниже.

На рис. 1.37 приведен алгоритм коррекции градуировочных зависимостей данными экспертного метода контроля. Вводятся дополнительные параметры градуировочной зависимости – ее ранг и граничные значения (максимальный и минимальный) косвенного параметра неразрушающего метода. Значение ранга  $N$  градуировочной зависимости – количество точек массива данных. Интервал значений косвенного параметра  $H$  разбивается на  $N - 1$  равных отрезков, на границах которых  $H_j$  по имеющейся градуировочной зависимости производится расчет  $N$  значений прочности  $f_c^q(H_j)$ . К полученному массиву точек в координатах  $\{f_c^q; H\}$  добавляется  $Z$  точек, полученных экспертным методом. Построение скорректированной градуировочной зависимости производится для  $N + Z$  точек.

Предлагаемая процедура коррекции инвариантна по отношению к методу контроля и виду аппроксимирующей функции и позволяет выполнять коррекцию многократно.

Изменения коснулись главным образом участков кривых, соответствующих высоким значениям прочности: от 40 МПа и выше.

Для бетона классов С25/30–С35/45 в построочных условиях использование приведенного алгоритма коррекции позволило снизить остаточную среднюю квадратическую погрешность измерения прочности до 7–13 % для диапазона сроков твердения бетона от 2 до 60 суток.

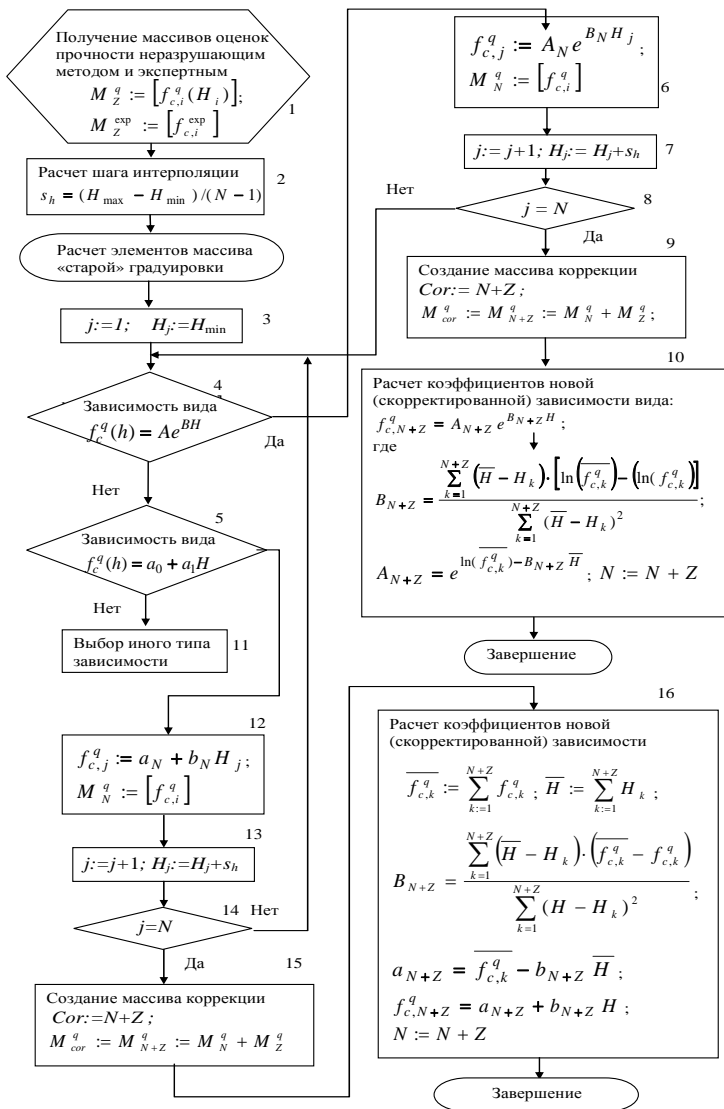


Рис. 1.37. Алгоритм коррекции градуировочной зависимости неразрушающего метода данными экспертного метода контроля:  $H$  – косвенный параметр;  $Z$  – количество полученных экспертных оценок прочности в обследуемой пикетной зоне;  $H_{max}, H_{min}$  – нижняя и верхняя граница косвенного параметра для градуировочной зависимости соответственно;  $f_{c,i}^{exp}, f_{c,i}^q$  – оценки прочности бетона экспертным и неразрушающим методами

### 1.6.4. Методика оценки поверхностных трещин ультразвуковым методом

Способность трещины влиять на скорость УЗК упругой волны составляет физическую основу временного теневого метода обнаружения трещин. Методом продольного профилирования удастся обнаруживать локальные приповерхностные дефекты бетона, местоположение которых определяется скачкообразным увеличением времени распространения акустического импульса.

Глубину трещины  $d$  можно определить путем сравнения времени распространения ультразвуковых колебаний  $t_0$  в бездефектной области и в области трещины –  $t$  (рис. 1.38, а) по формуле

$$d = a \sqrt{\left( \frac{t^2}{t_0^2} - 1 \right)}.$$

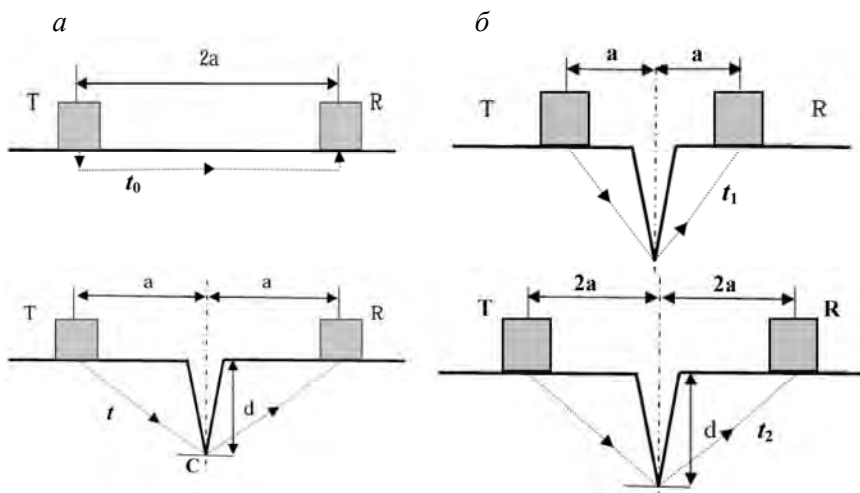


Рис. 1.38. Схемы временного теневого метода обнаружения трещин:

а – L – L-метод; б – BS-метод;

T – излучатель УЗК; R – приемный преобразователь

Временной теневой метод используют для обнаружения трещин, возникающих в железобетонных конструкциях при их нагружении.

Однако данные ультразвуковых оценок могут в несколько раз превосходить непосредственные замеры. Ошибка вызывается значительной разницей уровней УЗ-сигналов в бездефектной зоне и в зоне трещины. Амплитуда первого полупериода УЗ-сигнала после его переизлучения трещиной становится меньше порога чувствительности прибора. В результате первое вступление «проскакивает» на приеме незамеченным, а прибор улавливает второе или третье, которые имеют большую амплитуду и момент появления которых значительно сдвинут во времени. Это и приводит к завышенной оценке глубины трещины.

В определенной мере от этого недостатка свободен так называемый BS-метод (рис. 1.38, б), в соответствии с которым оба измерения времени распространения УЗК производят в области трещины, изменяя базу измерения в два раза. Глубину трещины в этом случае рассчитывают по формуле

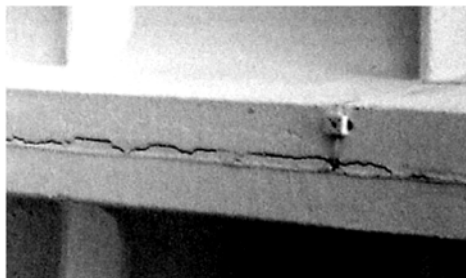
$$d = a \sqrt{\left( \frac{4t_1^2 - t_2^2}{t_2^2 - t_1^2} \right)}.$$

Приборы с сухим точечным акустическим контактом, обеспечивая высокую оперативность измерений, позволяют путем сканирования поверхности железобетонных конструкций производить оценку их трещиноватости и отслеживать ее развитие. В качестве примера ниже приведены результаты оценки трещиноватости элементов перекрытия здания производственного цеха завода асбестоцементных изделий АО «Красносельскстройматериалы». Перекрытие состояло из 120 секций, каждая площадью  $24 \times 6$  м, а каждая секция – из восьми ребристых железобетонных плит  $3 \times 6$  м. Необходимость в обследовании была продиктована проявлением деструктивных процессов, выразившихся в образовании трещин (рис. 1.39, а) в зоне армирования плит перекрытия вследствие коррозии арматуры.

Ультразвуковые измерения выполнялись для уточнения перечня дефектных плит. Методика измерений (рис. 1.39, б) состояла в обмерах ребер плиты в зонах предполагаемых дефектов и на боковой грани. Ребро, и соответственно плита, дефектовались, если из 11 позиций профилирования 2 позиции имели выпадающие результаты.

Выпадающими считались данные, отличающиеся от контрольных на 10 % в сторону увеличения времени прохождения зондирующего импульса. При наличии выпадающего результата делаются один-два уточняющих замера с небольшим сдвигом (3–5 см) точек контроля, если результат подтверждался, то он фиксировался.

*а*



*б*

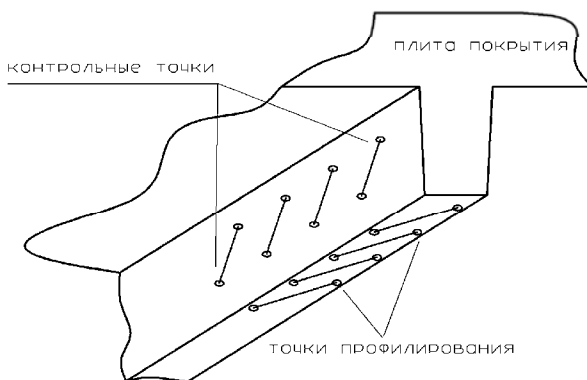


Рис. 1.39. УЗ-контроль плит перекрытия:

*а* – ребро дефектной плиты; *б* – схема поста контроля ребер плиты покрытия

На рис. 1.40 приведен план распределения плотности визуально регистрируемых дефектов по площади покрытия.

На рис. 1.41 приведен план распределения плотности оценок дефектности плит по площади покрытия. Многие секции, которые визуально не оценивались как дефектные, по данным ультразвукового контроля, содержали дефекты. Количество зарегистрированных секций покрытия как дефектных увеличилось, по оценкам ультразвуковых измерений, с 46 %, по данным визуального контроля, до 78 %.

Значения глубины большинства зафиксированных трещин находились в пределах 4–7 см, что соответствовало толщине защитного слоя бетона в ребрах плит покрытия.

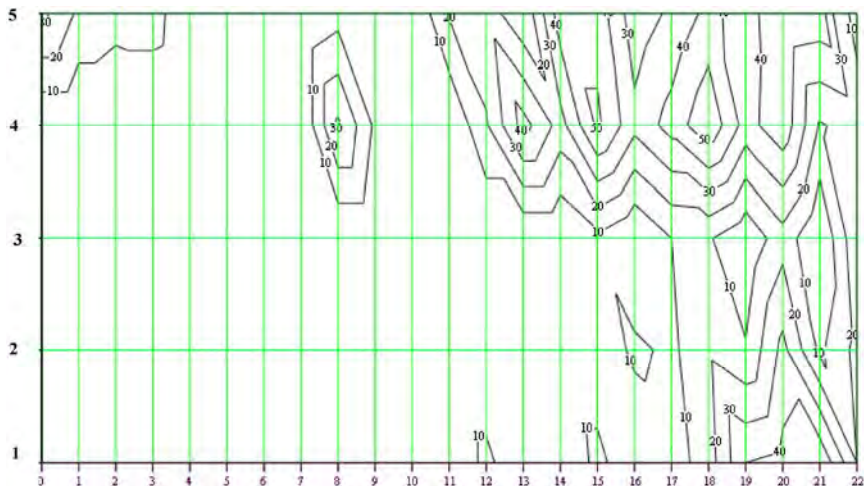


Рис. 1.40. Распределения плотности визуально наблюдающихся дефектов по площади покрытия цеха завода АЦИ

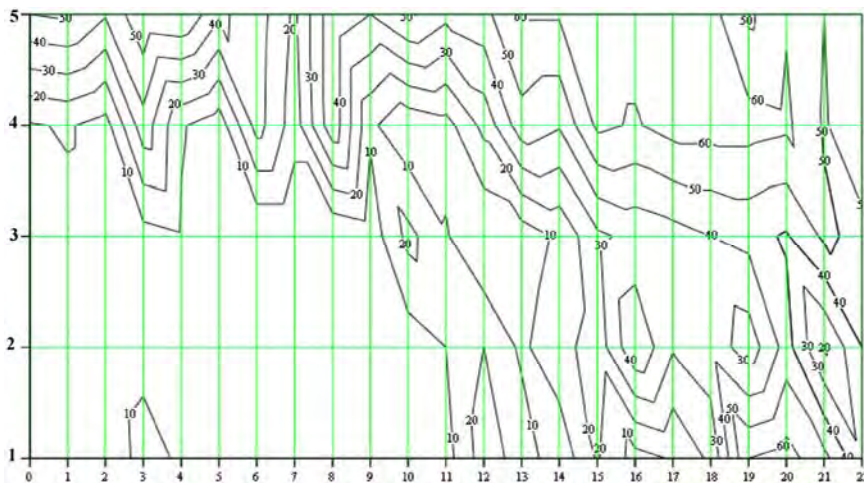


Рис. 1.41. Распределения плотности дефектов, зарегистрированных ультразвуковым методом контроля, по площади покрытия цеха завода АЦИ

### ***1.6.5. Оценка качества бетона железобетонных конструкций на основе европейских стандартов***

Одним из характерных моментов, присущих европейским нормам, является использование вероятностных подходов в системе оценки нормируемых параметров. Для бетона, к примеру, таким параметром в соответствии с EN 206-1, «Бетон. Часть 1: Технические требования, эксплуатационные характеристики, производство и соответствие требованиям (Beton. Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität)», рис. 1.42, является его класс по прочности. Для класса по прочности характеристическим параметром является так называемая характеристическая прочность  $f_{ck}$ , которая определяется по данным испытаний бетонных образцов – кубов, призм или цилиндров – и имеющая статистическую обеспеченность 95 %. Такая система в оценке прочности бетона с большой вероятностью гарантирует соответствие его прочности проектным показателям, а с другой стороны – стимулирует производителя бетона к совершенствованию технологии, повышению ее стабильности и, как следствие, – к экономии цемента и снижению себестоимости бетона.

Следует различать класс бетона по данным испытания контрольных образцов, изготовленных из бетонной смеси, и бетона самих конструкций. Определенный интерес могут представлять подходы в нормировании прочности бетона в конструкциях, регламентируемых европейскими нормами, некоторые из которых, в частности СТБ EN 13791–2012, введены в действие в Республике Беларусь.

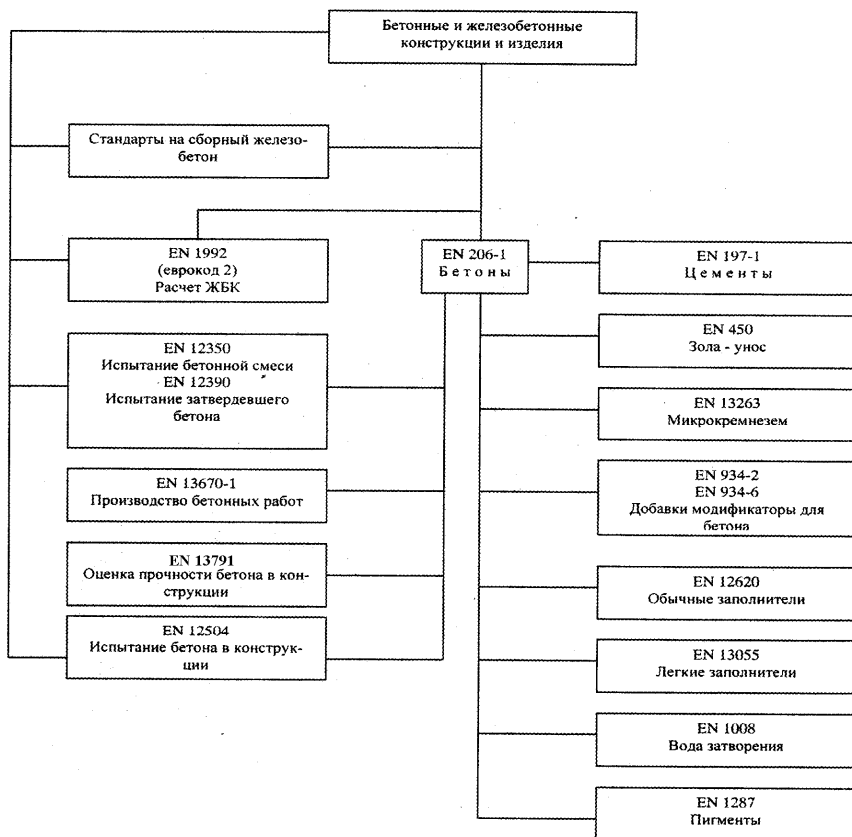


Рис. 1.42. Евростандарт EN 206-1 и его взаимосвязи с сопутствующими евростандартами

### 1.6.6. Стандарт СТБ EN 13791–2012

Стандарт СТБ EN 13791–2012, идентичный европейскому стандарту EN 13791:2007, содержит:

методы и процедуры по оценке прочности на сжатие бетона в строительных конструкциях и сборных элементах;

принципы и указания по установлению зависимостей между результатами испытаний при использовании косвенных методов испытаний и прочностью на сжатие образцов-кернов, отобранных из бетона в конструкции;



указания по оценке прочности на сжатие бетона в строительных конструкциях и сборных элементах посредством косвенных или комбинированных методов испытаний.

Для данного документа действуют термины и определения стандарта EN 206-1, а также нижеследующие:

1. *Стандартная прочность на сжатие (Norm-Druckfestigkeit)*. Прочность на сжатие, определенная для стандартных (кубических или цилиндрических) испытательных образцов, если их отбор, производство, складирование и испытания проведены по стандартам EN 12350-1, EN 12390-2 и EN 12390-3.

2. *Прочность на сжатие образца-керна (Bohrkern-druckfestigkeit)*. Прочность на сжатие выбуренного образца-керна, установленная в соответствии с требованиями стандарта EN 12504-1.

3. *Прочность на сжатие бетона в конструкции (Druckfestigkeit von Bauwerksbeton)*. Прочность на сжатие бетона в части строительной конструкции или строительном блоке, выраженная как эквивалентная прочность на сжатие стандартного кубического или цилиндрического испытательного образца.

4. *Характеристическая прочность на сжатие бетона в конструкции (Charakteristische Druckfestigkeit des Bauwerksbetons)*. Прочность бетона на сжатие в конструкции, определенная с уровнем доверительной вероятности 0,95.

В некоторых стандартах Республики Беларусь, в частности в СНБ 5.03.2401 «Бетонные и железобетонные конструкции», для характеристической прочности бетона использованы термины, отличающиеся от принятых в евростандартах: нормативное сопротивление  $f_{ck}$  и гарантированная прочность  $f_{c,G,cube}$ . Нормативное сопротивление  $f_{ck}$  является характеристической прочностью бетона  $f_{ck,cyl}$ , определенной по данным испытаний образцов-цилиндров или призм, а гарантированная прочность  $f_{c,G,cube}$  есть характеристическая прочность  $f_{ck,cube}$ , определенная по данным испытаний образцов-кубов.

Эталонным методом при определении прочности бетона конструкции является испытание выбуренных образцов-кернов (см. рис. 1.36 и 1.43).

Прочность бетона конструкции может оцениваться косвенными (неразрушающими) методами, а также сочетанием нескольких методов. Результаты испытаний используются для оценки характери-

стической прочности на сжатие в конструкции и для классификации по соответствующему классу прочности по EN 206-1.



Рис. 1.43. Приспособления для выбуривания образцов-кернов из конструкций

Серьезным отличием методики определения класса по прочности бетона в конструкциях по СТБ EN 13791–2012 в отличие от других стандартов Республики Беларусь и Российской Федерации является иной критерий. СТБ EN 13791–2012 допускает снижение характеристической прочности бетона конструкции на 15 %. В табл. 1.6 приведено соответствие характеристической прочности на сжатие бетона конструкции и классов прочности по EN 206-1.

Таблица 1.6

Характеристическая прочность на сжатие бетона в конструкции  
для классов прочности по EN 206-1

Класс прочности по EN 206-1	Отношение прочности на сжатие бетона в конструкции к характеристической прочности стандартных образцов	Характеристическая минимальная прочность на сжатие бетона в конструкциях, Н/мм <sup>2</sup>	
		$f_{ck, is}$ , цилиндр	$f_{ck, is}$ , куб
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13
C16/20	0,85	14	17
C20/25	0,85	17	21
C25/30	0,85	21	26
C30/37	0,85	26	31
C35/45	0,85	30	38
C40/50	0,85	34	43
C45/55	0,85	38	47
C50/60	0,85	43	51
C55/67	0,85	47	57
C60/75	0,85	51	64
C70/85	0,85	60	72
C80/95	0,85	68	81
C90/105	0,85	77	89
C100/115	0,85	85	98

1. Прочность на сжатие бетона в конструкции может быть меньше, чем та, что получена на стандартных образцах из той же партии бетона.  
2. Соотношение 0,85 является частью  $\gamma_c$  по стандарту EN 1992-1-1:2004.

Разумеется, снижение критериального порога характеристической прочности на 15 % не означает, что можно использовать бетон меньшей прочности, а в документации на конструкцию указывать более высокий класс. Снижение характеристической прочности бетона в конструкции в пределах установленного стандартом порога означает лишь отсутствие нарушений технологии бетонирования конструкции. Этим в указанном стандарте констатируется тот факт,

что бетон монолитной конструкции статистически будет иметь меньшую прочность, чем образцы, изготовленные из использованной бетонной смеси и твердевшие в нормальных условиях.

*Факторы, влияющие на прочность образцов-кернов  
(по приложению А EN 13791:2007)*

*Свойства бетона:*

1. Влажность.

Содержание влаги в образце влияет на оценку прочности на сжатие. Прочность образца, пропитанного водой, снижается на 10–15 % по сравнению с прочностью образца, высушенного на воздухе.

2. Пористость.

С увеличением пористости прочность на сжатие уменьшается. Увеличение пористости на 1 % приводит к снижению прочности на сжатие на 5–8 %.

3. Направление испытательной нагрузки по отношению к направлению укладки бетона.

Прочность на сжатие керна, отобранного в вертикальном направлении (направлении укладки), может быть больше прочности на сжатие керна, выбуренного из того же бетона в горизонтальном направлении. Разница показателей может достигать 8 %.

В каждом месте измерения должен быть отобран один буровой керн.

Оценка прочности на сжатие бетона в конструкции в определенной области проверки должна быть основана на результатах испытаний минимум трех буровых кернов.

***1.6.7. Развитие нормирования прочностных свойств бетона  
в конструкциях***

*Оценка неоднородности (неравнопрочности) бетонного массива  
монолитных конструкций*

С вопросом определения класса бетона в конструкции непосредственно связана задача выявления и оценки неоднородности по прочности бетонного массива. По данным натурных испытаний, внутренние области бетонного массива конструкции имеют прочность

на 10–25 % выше, чем периферийные. На рис. 1.44 показан характер изменения оценок прочности бетона по толщине монолитной плиты перекрытия разными методами.

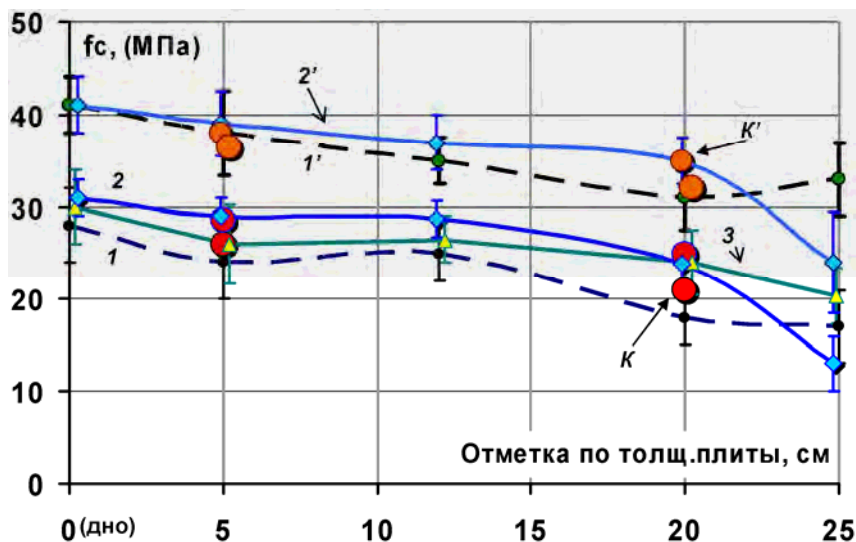


Рис. 1.44. Распределение прочности бетона монолитной плиты перекрытия толщиной 0,25 м по высоте ее сечения:

- 1, 1' – данные ультразвуковых испытаний в возрасте бетона 5 и 28 сут;
- 2, 2' – данные испытаний склерометром ОМШ-1;
- 3 – данные ультразвуковых испытаний кернов в возрасте бетона 5 сут;
- K, K' – данные испытаний кернов в возрасте бетона 5 и 28 сут (бетон С25/30)

Возможным дополнением норм СТБ EN 13791–2012 по оценке неоднородности бетона в изделии может служить методика выявления неоднородности (неравнопрочности) бетона путем ультразвукового профилирования. Физической основой методики выявления неравнопрочности бетона на основе профилирования поверхности конструкций является зависимость средней скорости распространения импульса  $v$  от базы измерения  $B$ , когда одну часть пути акустический импульс проходит по участкам наружного слоя бетона с пониженной скоростью, а другую – с большей скоростью – через внутренние области массива.

На рис. 1.45 представлены схемы (I и II) профилирования изделия прямоугольного сечения, массив бетона которого в первом приближении может рассматриваться как двухслойная структура.

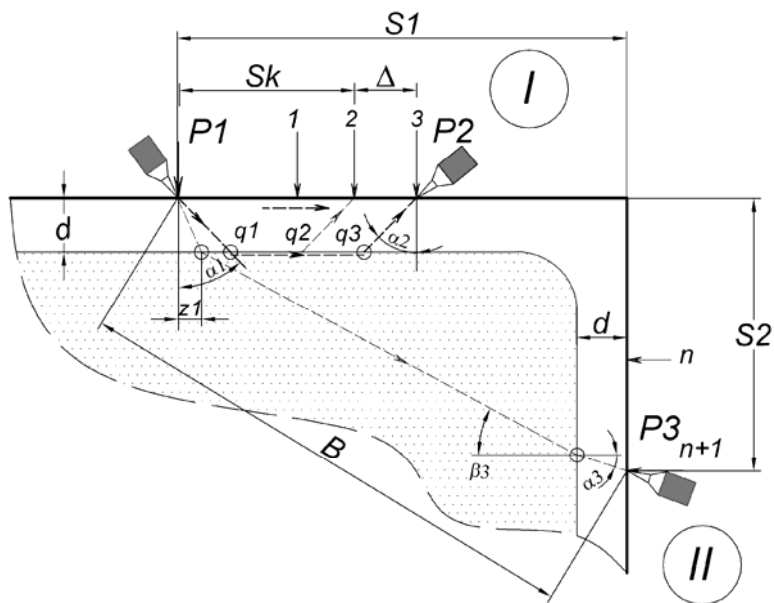


Рис. 1.45. Расчетная схема распространения ультразвукового импульса в зоне неоднородности (неравнопрочности) массива бетона прямоугольного сечения:  
 I – поверхностное профилирование массива;  
 II – сквозное профилирование

Профилирование с захватом двух смежных граней изделия представлено вариантом II на рис. 1.45 и 1.46. Преимуществом данной схемы перед схемой профилирования в одной плоскости является меньшее влияние армирования на оценки скорости распространения УЗК, поскольку элементы армирования расположены, как правило, вблизи граней изделий и реже попадают в зону прохождения зондирующего импульса.

Признаком неравнопрочности массива бетона (рис. 1.46, а, поз. I) является рост скорости распространения ультразвукового импульса при  $S > 2d$ .

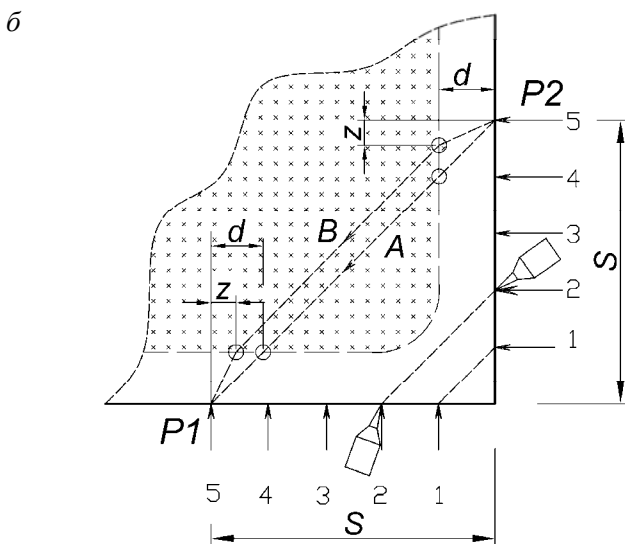
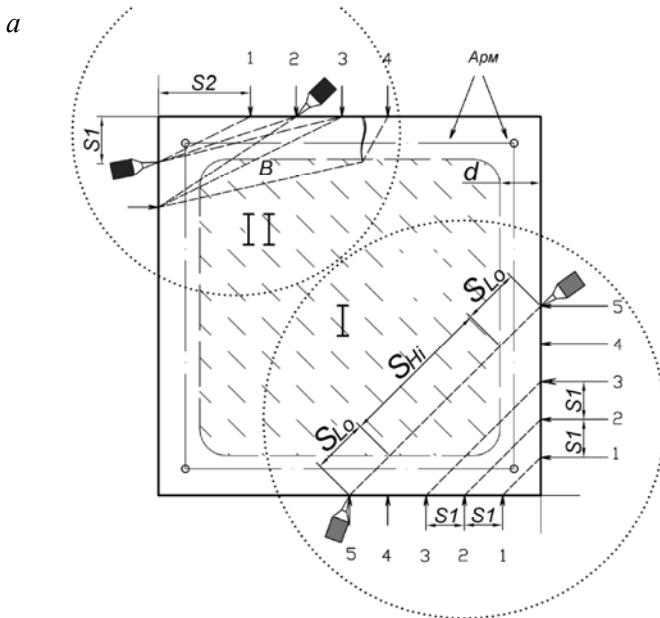


Рис. 1.46. Схемы выявления неравнопрочности бетонного массива по его сечению:  
*a* – упрощенная схема; *б* – схема с учетом эффекта преломления ультразвука

На рис. 1.47 показаны рабочие моменты испытаний монолитных изделий методом сквозного профилирования по рис. 1.45.

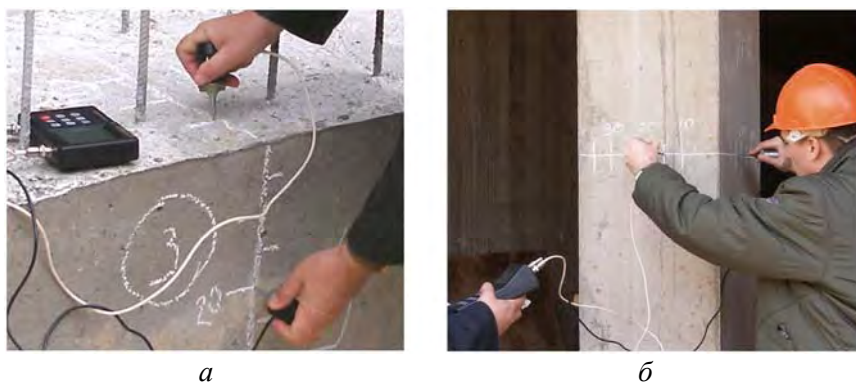


Рис. 1.47. Выявление неоднородности монолитных конструкций методом сквозного профилирования:  
*а* – ростверка колонн; *б* – колонны (объект «Минск-Арена»)

На рис. 1.48 показана разметка монолитной балки для испытаний ее ультразвуковым методом с целью выявления непроуплотненных участков.



Рис. 1.48. Разметка монолитной балки для ультразвуковых испытаний

На рис. 1.49 приведены экспериментальные зависимости  $v(B)$ , построенные по данным испытания монолитной колонны 9/1 сечением  $900 \times 600$  мм, бетонировавшейся в зимний период при темпе-



ратуре воздуха минус 12–16 °С. Для колонны 9/1 имело место нарушение режима прогрева (обрыв внутреннего греющего провода), что привело к размораживанию внешнего слоя бетона.

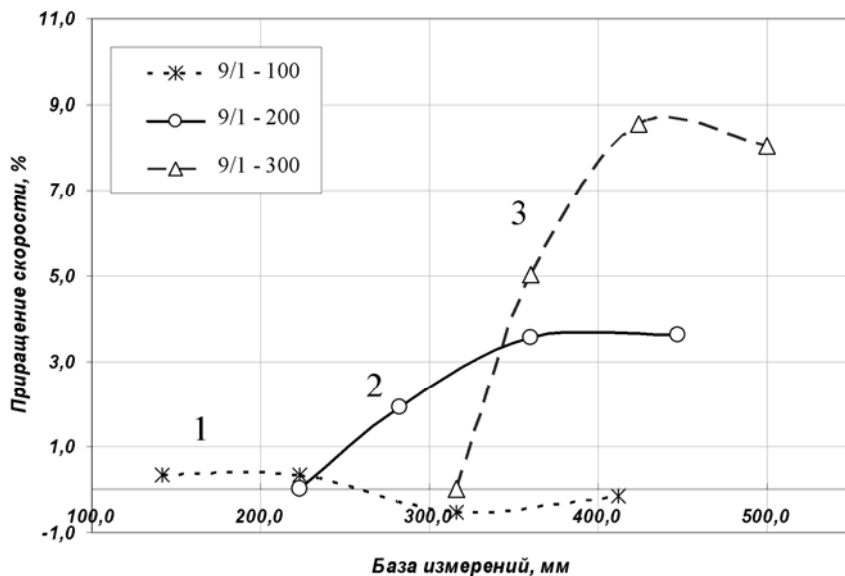


Рис. 1.49. Экспериментальная зависимость приращения скорости ультразвукового импульса в бетоне колонны 39/1 от базы измерений (бетон проектного класса по прочности С35/45)

Характер зависимостей (см. рис. 1.49) подтвердил предположения о неравнопрочности бетона испытанной колонны: приращение дифференциального значения скорости ультразвукового импульса достигало 8–9 %. Кривая 1 построена по данным прозвучивания сечения колонны по схеме II (см. рис. 1.46, а), смещение  $S_1$  от угла колонны составляло 10 см. Для кривых 2 и 3  $S_1$  составляло соответственно 20 и 30 см. По мере смещения траектории прохождения зондирующего ультразвукового импульса к центральным областям сечения колонны приращение скорости ультразвука увеличивалось от 3,5 до 8,5 %.

На рис. 1.50 приведены результаты испытаний двух колонн (38/1 и 39/1) другой серии, в целом подтвердивших прочностные показатели

бетона. Для них отклонение скорости распространения акустического импульса не превышает 4,8 %, проявляя в статистике некоторую тенденцию (2–4 %) к снижению по мере увеличения базы измерений.

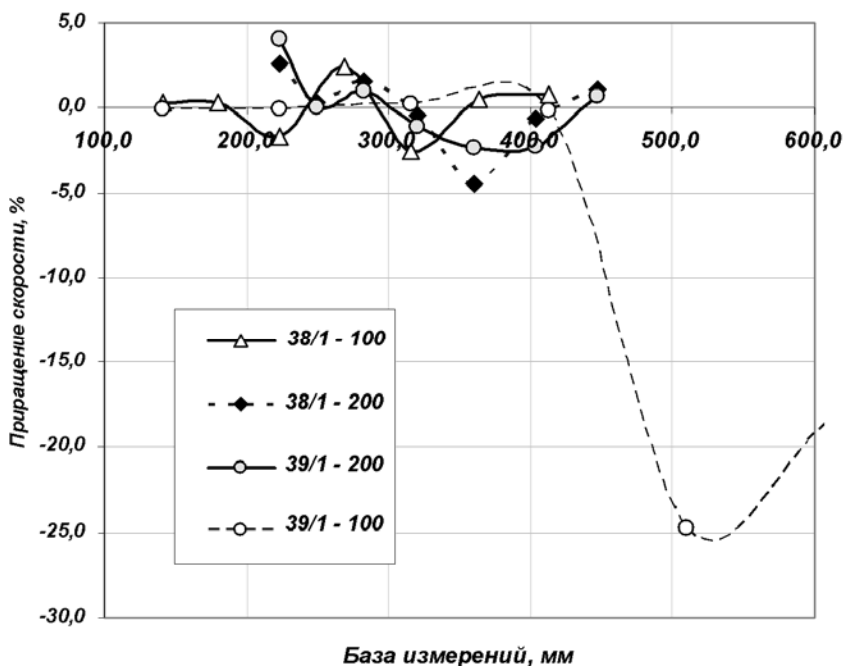


Рис. 1.50. Зависимость приращения скорости ультразвукового импульса в бетоне колонн 38/Б, 39/Б и 38/Д от базы измерений

Резкое снижение скорости акустического импульса для колонны 39/1 обусловлено влиянием усадочной трещины, проходящей вдоль оси большей грани колонны. Значение в точке экстремума, соответствующее базе 510 мм, получено при установке акустического преобразователя непосредственно за трещиной на расстоянии 1–2 см от нее. При смещении преобразователя в сторону дальнейшего увеличения базы измерений экранирующее влияние трещины на уровень сигнала уменьшается, что проявилось в увеличении средней скорости распространения импульса.

При контроле монолитных колонн, для которых выполнялись необходимые условия уплотнения бетона и его последующего выдер-

живания, наблюдается практически постоянное значение статистического разброса результатов оценки дифференциальной скорости ультразвука (в пределах 2–4 %), что можно рассматривать как косвенное свидетельство однородности структуры бетонного массива.

На рис. 1.51 представлены схемы прозвучивания и результаты испытаний монолитного ростверка (рис. 1.47, а). Наблюдается выраженный скачок дифференциальной скорости распространения ультразвукового импульса для траектории, проходящей через область, удаленную от поверхности на 10–15 см. Приращение скорости ультразвука в этой области составляет 22–25 %, что соответствует 40–55 % прироста прочности.

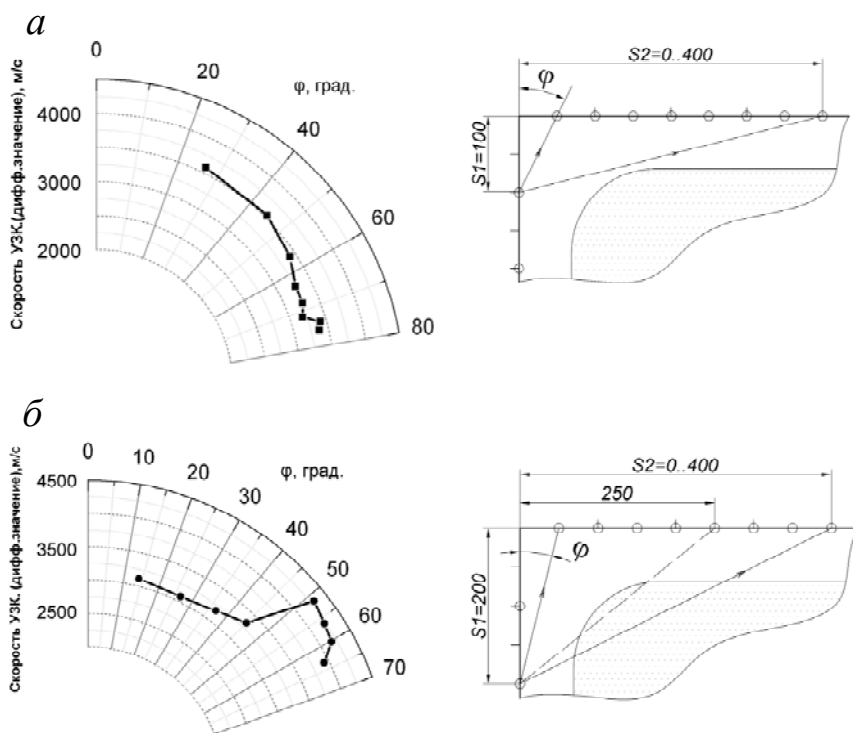


Рис. 1.51. Схемы сканирования сечения ростверка и зависимости дифференциальной скорости распространения ультразвукового импульса от угла сканирования (бетон проектного класса по прочности C25/30):

*a* – для  $S_1 = 100$ ; *б* – для  $S_2 = 200$

Прозвучивание изделий, не имеющих в сечении прямых углов, каких-либо принципиальных особенностей не имеет. Основное отличие заключается в необходимости использования более громоздких формул для расчета геометрии траектории распространения ультразвукового импульса, если предполагается оценить толщину ослабленного внешнего слоя. Если же задачей является лишь выявление самого факта неоднородности массива по сечению, то достаточно произвести оценку дифференциальной скорости ультразвука и связать ее, например на графике, с направлением прозвучивания.

На рис. 1.52 приведен пример такой зависимости для монолитной колонны круглого сечения диаметром 600 мм. По мере увеличения угла  $\phi$  траектории прозвучивания наблюдаются два экстремума скорости. Присутствие первого можно предположительно связать с поперечным армированием колонны. Второй экстремум скорости указывает на отличие физико-механических свойств внутренней области массива от внешних. Разница скорости достигает 7–12 % по отношению к периферийной области.

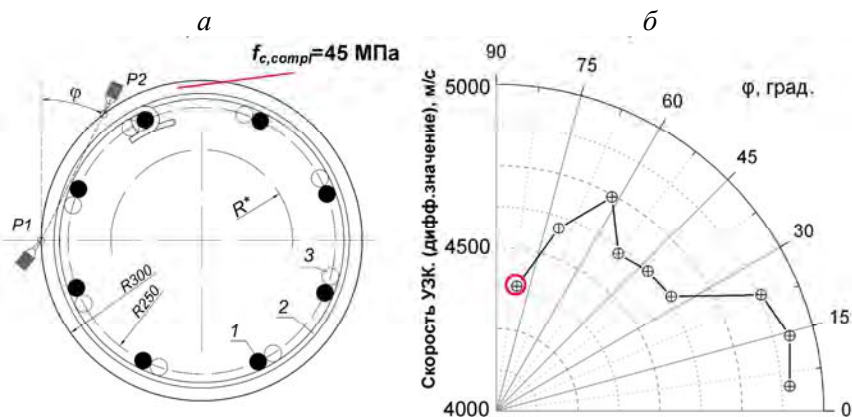


Рис. 1.52. Зависимость дифференциальной скорости распространения ультразвукового импульса в массиве бетона колонны круглого сечения: *a* – схема армирования колонны и расположения ЭАП; *б* – диаграмма для  $C^d(\phi)$ ; 1 – стержни продольного армирования – диаметром 32 S500 (Ат500С); 2 – диаметром 10 S240 (Ат240); 3 – выпуски армирования нижестоящей колонны. Бетон С35/45 с гиперпластификатором ГП-1;  $f_{c,cube} = 59,8$  МПа

### 1.6.8. Комплексование косвенных методов контроля прочности бетона

Под *комплексованием* понимается объединение результатов испытаний бетона разными методами. Известны два основных подхода к объединению оценок прочности бетона, полученных различными косвенными методами. Первый из них использует классические методы математической статистики, рассматривая оценки косвенных методов как независимые случайные величины, подчиняющиеся нормальному распределению. Объединенная оценка прочности бетона рассчитывается по формуле

$$f_{c,compl} = \frac{\sum_i p_i f_{c,i}}{\sum_i p_i},$$

которая усредняет данные  $i$ -х методов, учитывая их «вес» коэффициентами  $p_i$  в общей оценке прочности бетона  $f_{c,compl}$ .

В качестве весовых коэффициентов  $p_i$ , рассматривая данные контроля как ряд неравноточных измерений, предлагается брать величины, обратно пропорциональные дисперсиям оценок прочности для каждого метода, т. е.

$$p_i = 1/s_i^2.$$

В результате чем большую неопределенность имеют данные контроля данного метода, тем меньше данный результат влияет на среднее взвешенное. Подход не учитывает физической основы методов, рассматривая их оценки прочности бетона как статистически независимые. Такой подход оправдан, если информация об использованных методах (средствах контроля) содержит данные о неопределенности измерений тем или иным методом. Внешней простоте системы образования комплекса сопутствует проблема оценки самой дисперсии каждого из методов контроля, образующих комплекс, которая сама может быть оценена лишь с большой степенью неопределенности, зависящей от технологических факторов бетона, изменение которых, в свою очередь, далеко не всегда становится известным, особенно в случаях нарушения технологии. А именно в такой ситуации и возникает необходимость в проведении контроля.

Второй подход к объединению оценок разных методов базируется на использовании так называемых взаимно дополняющих (комплементарных) методов контроля и учете их физических особенностей в плане чувствительности к разным физико-механическим свойствам бетона, например упругости, пластичности, вязкости. Эффективную взаимодополняющую группу методов составляют метод упругого отскока и ультразвуковой импульсный метод, так называемый SONREB-метод (от *sonic* – звук и *rebound* – отскок). Косвенный параметр ультразвукового метода контроля – скорость распространения ультразвукового импульса – в большей степени зависит от упругих свойств бетона, чем от прочностных. Индекс отскока молотка Шмидта зависит и от прочности бетона, и от его упругости, причем характер их влияния на индекс имеет разные знаки. SONREB-метод использует экспериментально установленные градуировочные зависимости (рис. 1.53), связывающие индекс отскока и скорость ультразвука с прочностью на сжатие бетона.

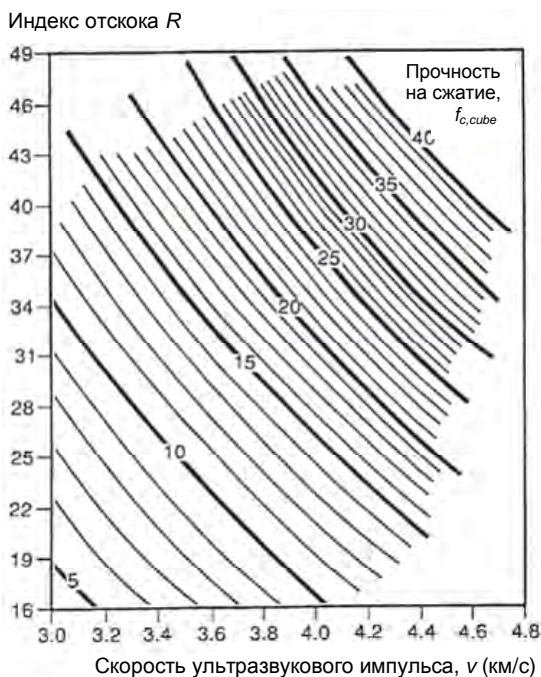


Рис. 1.53. Кривые равной прочности бетона SONREB метода

Поскольку скорость распространения ультразвуковой волны определяется упругими свойствами бетона, большому модулю упругости соответствует большая скорость ультразвука, то характер приведенных на рис. 1.53 зависимостей, в свою очередь, позволяет сделать вывод, что увеличение модуля упругости бетона при постоянной его прочности приводит к снижению индекса отскока.

Известны различные варианты аналитических выражений для этих зависимостей, от линейных до полиномиальных и степенных:

$$f_c = a_0 + a_1R + a_2v;$$

$$f_c = k_0 + k_1R + k_2v^4;$$

$$f_c = k_0R^n v^m.$$

Алгоритм разработанного в НИЛ ПГС БНТУ комплексного метода оценки прочности бетона базируется на коррекции данных метода упругого отскока по СТБ 2264–2012 и ГОСТ 22690–88, которые принимаются за опорные, поправкой, являющейся функцией разницы оценок прочности бетона ультразвуковым импульсным методом по ГОСТ 17624–2012 и опорного метода в соответствии с формулой

$$f_{c, complex} = f_{c, bas} + \delta(\Delta f_c), \quad (1.8)$$

где  $\Delta f_c = f_{c, add} - f_{c, bas}$ ;

$f_{c, bas}$ ,  $f_{c, add}$  – оценки прочности бетона опорным (базовым) и дополнительным методами соответственно.

Практически поправочную функцию  $\delta$  можно аппроксимировать линейной зависимостью вида

$$\delta(\Delta f_c) = \frac{k \Delta f_c}{1 + k},$$

где  $k$  – коэффициент, рассчитываемый по формуле

$$k = \frac{df_{c, bas}}{df_{c, add}}.$$

Значение коэффициента  $k$  для используемой пары методов зависит от технологии бетона и его возраста и изменяется в пределах от 0,2–0,25 для бетона монолитных конструкций возраста 1–2 сут, до 0,6–0,75 – для бетона возрастом более 14 сут. Зависимость коэффициента  $k$  от прочности бетона может быть аппроксимирована выражением

$$k = 0,37\ln(f_c) - 0,69.$$

### ***1.6.9. Сравнение показателей точности использованных неразрушающих методов при контроле прочности бетона***

Рассматриваемый комплексный метод был использован при оценке прочности монолитных конструкций ряда объектов монолитного строительства в г. Минске. На рис. 1.54 приведены данные испытаний бетона монолитных колонн комплекса «Минск-Арена» неразрушающими методами, включая метод отрыва со скалыванием (ОМШ-1); ультразвуковой импульсный метод (УЗ); метод ударного импульса (ИПС-МГ4), и описанным выше комплексным методом. Бетон конструкций имел близкие сроки набора прочности.

Ордината гистограмм соответствует разнице оценок прочности бетона колонн методом отрыва со скалыванием  $f_{c, \text{скол}}$  и соответствующим неразрушающим методом  $f_{c, I}$ , т. е.

$$\Delta f_{c, I} = f_{c, \text{скол}} - f_{c, I};$$

индексы горизонтальной оси графика соответствуют условным номерам колонн. Для первых двух методов испытаний использовались градуировочные зависимости «косвенный параметр–прочность бетона», полученные стандартной методикой совместных с прессовыми испытаний образцов-кубов; данные метода ударного импульса (прибор ИПС-МГ4.01) корректировались поправочной функцией вида

$$f_{c, \text{ИПС}} = 29,3\ln(f_{c, \text{basic}}) - 57,9, \text{ МПа},$$

где  $f_{c, \text{ИПС}}$  – оценка прочности бетона с учетом коррекции;

$f_{c, \text{basic}}$  – оценка прочности бетона, полученная с использованием базовой градуировки прибора.



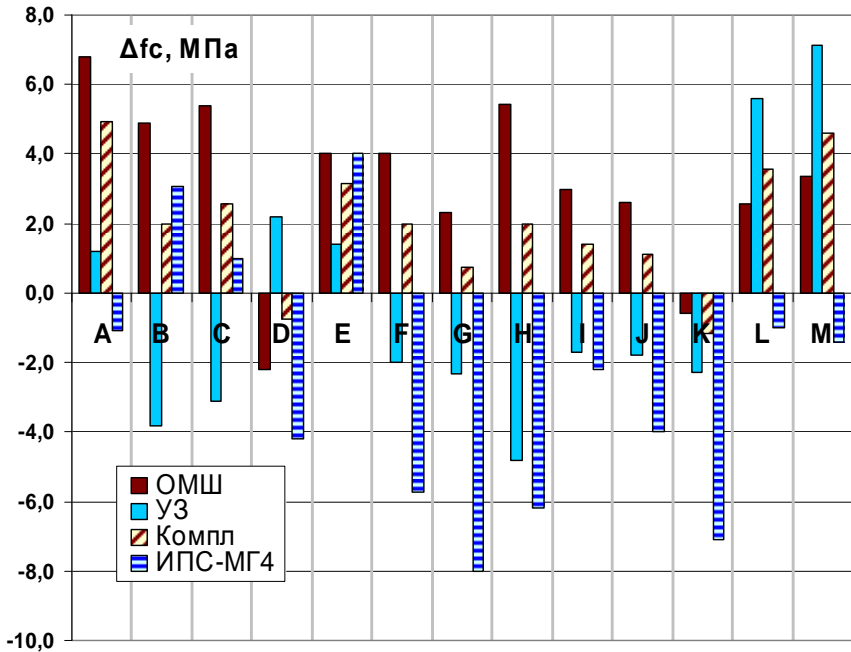


Рис. 1.54. Разница оценок прочности бетона монолитных колонн (группа I) методом отрыва со скалыванием и неразрушающими методами (объект «Минск-Арена», бетон проектного класса С35/45, срок твердения – 115–140 сут)

Среднее значение прочности бетона  $f_{cm, \text{скол}}$  данной группы колонн по данным метода отрыва со скалыванием составило 45,2 МПа при коэффициенте вариации  $V_c = 10,8 \%$ . Заметно смещение от нуля средних значений отклонений  $\Delta f_c$  каждого из неразрушающих методов для всей группы колонн, что свидетельствует о некотором несоответствии использованных градуировочных зависимостей фактическим соотношениям прочности бетона и косвенным параметрам неразрушающих методов. В большей мере это проявилось в оценках механических методов испытаний, что указывает на возможное отличие (снижение) прочности поверхностного слоя бетона конструкции от прочности подповерхностных областей.

В табл. 1.7 приведены статистические параметры данных двух испытанных групп колонн.

Таблица 1.7

Показатели погрешности оценки прочности бетона  
монолитных колонн неразрушающими методами

Тип прибора	Группа колонн I			Группа колонн II		
	$S_m/f_c$ , скол, %	Коэф. кор., $r$	Средн. прочн. группы $f_{cm}$ , МПа	$S_m/f_c$ , скол, %	Коэф. кор., $r$	Средн. прочн. группы $f_{cm}$ , МПа
ОМШ-1	12,4*/7,7	0,92	42,0	8,0	0,96	42,9
УК1401 (УЗ)	10,8*/9,6	0,85	46,2	9,2	0,87	44,8
Комплекс ОМШ+УЗ	8,1*/5,3	0,95	43,7	4,4	0,96	43,3
ИПС-МГ4	12,0*/10,1	0,93	47,8	8,5	0,91	45,7
Скол-МГ4	0	1	45,2	0	1	43,9
Контр. образцы	-	0,81	50,9	-	0,63	51,4

$S_T$  – среднее значение остаточного среднего квадратического отклонения оценок прочности бетона группы колонн неразрушающим методом. В качестве базового метода контроля рассматривался метод отрыва со скалыванием.

\* Данные получены без коррекции градуировочных зависимостей методов.

Как следует из табл. 1.7, наименьший разброс оценок (показатель  $S_m/f_c$ , скол) обеспечивается совместным использованием метода упругого отскока и ультразвукового импульсного метода. Очевидно, что полученный результат не мог быть достигнут в случае отсутствия взаимной корреляции погрешностей оценок прочности бетона этих методов. Если рассматривать результат комплексной оценки прочности как среднее арифметическое двух статистически независимых и равнозначных оценок, то в первом приближении случайная составляющая результата должна уменьшиться в  $2^{-0,5}$  раза. Фактическое же уменьшение погрешности достигает двух раз,

а иногда и более, что позволяет рассматривать это обстоятельство как довод в пользу использования комплекса «ультразвуковой метод–метод упругого отскока» и адекватности рассматриваемой физической модели (1.8) процесса индентирования бетона.

Данные метода ударного импульса (прибор ИПС-МГ4) показали ббольшую, чем у молотка Шмидта, подверженность влиянию качества поверхности испытываемого изделия. Использовать прибор ИПС-МГ4 на неподготовленной бетонной поверхности плит перекрытия не удавалось вовсе, показания молотка Шмидта в таких случаях оказывались заметно более устойчивыми, хотя и сильно заниженными. К указанной причине невысокой точности метода ударного импульса можно добавить ещё два следующих фактора: низкую «проникающую способность» прибора из-за малой массы индентора и возможное снижение прочности поверхностного слоя бетона конструкции вследствие проявления технологических нарушений: высушивания поверхности конструкции при несоблюдении правил ухода за бетоном и раннее распалубливание монолитных конструкций.

Несмотря на приведенные в табл. 1.7 данные, свидетельствующие в пользу применения комплексного метода, нельзя утверждать, что объединение оценок неразрушающих методов путем расчета их средневзвешенного значения всегда дает лучший результат, чем оценки отдельных методов. Методика комплексирования не отменяет построения градуировочных зависимостей и их коррекции в натуральных условиях неразрушающих испытаний бетона конструкций.

Все приведенные выше данные неразрушающих методов получены испытанием поверхности изделий, что во многих случаях не может гарантировать достоверности оценки прочности массива бетона. Изготовление монолитных изделий при низких температурах с использованием электродного прогрева или прогрева проводом может приводить к заметным различиям температурного режима, а значит и различию показателей прочности наружных и внутренних слоев бетона, особенно при использовании металлической опалубки с недостаточной теплоизоляцией. Аналогичный эффект может вызвать раннее снятие опалубки без принятия должных мер по удержанию в бетоне влаги и тепла. Поэтому весьма важной для повышения достоверности контроля прочности бетона на основе комплекса неразрушающих методов выглядит рассмотренная в п. 1.6.7 потенциальная способность ультразвукового метода прохождения

«чувствовать» состояние внутренних участков бетонного монолита, которой не обладает ни один из известных механических методов.

Разработка рассмотренного выше комплексного метода проводилась для двух основных методов неразрушающего контроля: ультразвукового и упругого отскока (склерометр Шмидта типа N), и дополнительного – метода ударного импульса (прибор ИПС-МГ4.01). Выбор используемых методов обусловлен различием их уровней энергетического воздействия на бетон, что придает им разную степень чувствительности к упругим и прочностным характеристикам бетона. Немаловажным фактором является примерно равная для выбранных методов оперативность измерений, что способствует точности контроля, так как измерения могут проводиться одновременно в одних и тех же точках контроля.

## **Глава 2. ТЕХНОЛОГИЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **2.1. Общие принципы выявления необходимости усиления и восстановления**

Необходимость усиления возникает как в процессе реконструкции, так и при устранении дефектов в конструкциях. Конструкции следует усиливать лишь после того, как будут использованы все возможные мероприятия по обеспечению их надежной эксплуатации в новых условиях без усиления:

рациональное распределение технологических нагрузок;

ограничение сближения кранов;

ограничение загрузки временными нагрузками больших площадей перекрытий, снижение уровня вибрации и динамических нагрузок.

Для проектирования усиления необходимы следующие материалы:

1. Рабочие чертежи существующих конструкций зданий и сооружений;
2. Данные об инженерно-геологических и гидрогеологических условиях площадки;
3. Данные о соответствии фактического выполнения конструкций проектным решениям;
4. Результаты геодезической съемки;
5. Продолжительность эксплуатации существующего здания;
6. Данные о режимах технологических нагрузок;
7. Данные о характеристиках бетона и стали;
8. Особенности технологического процесса в реконструируемом сооружении;
9. Данные об аварийных состояниях;
10. Данные об аварийных деформациях оснований;
11. Данные об усилениях конструкций и оснований;
12. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия на период проведения реконструкции;
13. Прогноз подтапливания оснований;
14. Данные о новых нагрузках;
15. Сведения об основных дефектах конструкций.

Основными дефектами железобетонных конструкций, влияющими на несущую способность, долговечность и эксплуатационные свойства, являются:

трещины, превышающие допустимые величины;

превышенные прогибы и перемещения;

раковины и сколы;

отслоение защитного слоя;

раздробление бетона в сжатых элементах и сжатых зонах;

коррозия арматуры;

коррозия бетона;

обрывы стержней арматуры;

потеря сцепления арматуры с бетоном;

дефекты защитных покрытий;

отклонения от проекта по габаритам конструкций, опорным узлам, сечениям арматуры и пр.

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин в условиях агрессивной среды колеблется от  $a_{crc} < 0,1$  мм до  $a_{crc} < 0,4$  мм. Для 1-й категории трещиностойкости образование трещин вообще не допускается.

К трещинам, появившимся в доэксплуатационный период, относятся:

усадочные трещины;

трещины от набухания бетона;

трещины ввиду неравномерного охлаждения бетона;

трещины из-за большого гидратационного нагрева при твердении бетона в массиве;

трещины технологического происхождения в сборных железобетонных элементах в процессе изготовления;

трещины в сборных железобетонных элементах силового происхождения.

*Трещины, появившиеся в эксплуатационный период:*

трещины в результате температурных деформаций;

трещины от неравномерности осадок грунтового основания;

трещины при силовых воздействиях растяжения.

По влиянию на несущую способность трещины можно разделить:

а) на трещины, указывающие на аварийное состояние конструкции;

б) трещины увеличивающие водопроницаемость бетона;

в) трещины, снижающие долговечность конструкции;

г) трещины, не вызывающие опасений в надежности конструкции (ширина раскрытия трещин не должна превышать величин, указанных в нормах).

## 2.2. Наиболее часто встречающиеся случаи появления трещин в железобетонных конструкциях

Характерными являются трещины, возникающие в изгибаемых элементах – балках, перпендикулярные продольной оси, вследствие появления растягивающих напряжений в зоне действия максимальных изгибающих моментов, и трещины, наклонные к продольной оси, вызванные главными растягивающими напряжениями в зоне действия существенных перерезывающих сил и изгибающих моментов (рис. 2.1).

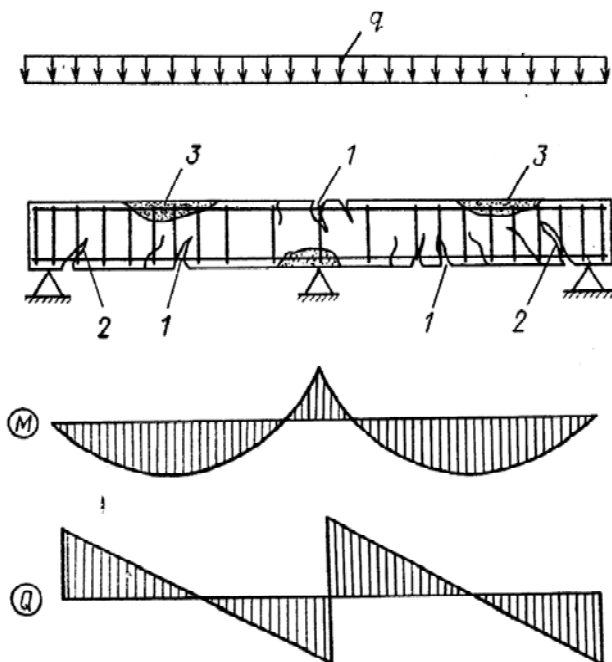


Рис. 2.1. Характерные трещины в изгибаемых железобетонных элементах, работающих по балочной схеме:

- 1 – нормальные трещины в зоне максимального изгибающего момента;
- 2 – наклонные трещины в зоне максимальной поперечной силы;
- 3 – трещины и раздробление бетона в сжатой зоне элемента

Нормальные трещины имеют максимальную ширину раскрытия в крайних растянутых волокнах сечения элемента. Наклонные трещины начинают раскрываться в средней части боковых граней элемента — в зоне действия максимальных касательных напряжений, а затем развиваются в сторону растянутой грани.

Раздробление бетона сжатой зоны сечений изгибаемых элементов указывает на исчерпание несущей способности конструкции.

Балки, армированные высокопрочной арматурой, 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. 2.2 указаны причины возникновения трещин.

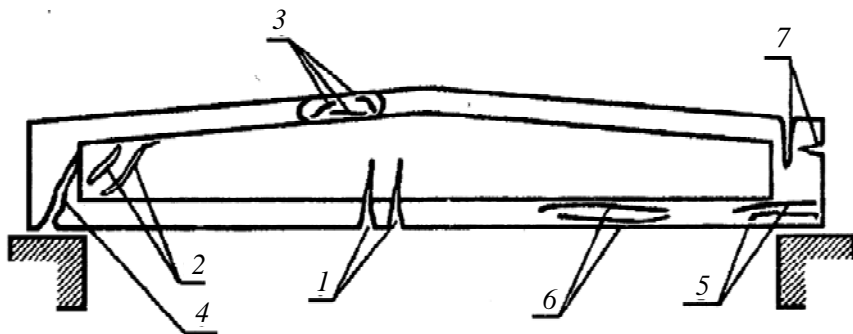


Рис. 2.2. Картина трещинообразования в предварительно напряженной стропильной балке:

- 1 – трещины вследствие малого предварительного напряжения арматуры; 2 – трещины вследствие перегрузки наклонных сечений балки; 3 – трещины в результате перегрузки нормального сечения; 4 – нарушение анкеровки преднапряженной арматуры; 5 – вызваны силовым воздействием при обжатии бетона напряженной арматурой; 6 – вследствие низкой прочности бетона в момент обжатия; 7 – появляются в результате непроектного соединения закладных деталей смежных с балкой конструкций и закладных балок

Появление продольных трещин вдоль арматуры (рис. 2.3) в сжатых элементах свидетельствует о разрушениях, связанных с потерей устойчивости (выпучиванием) продольной сжатой арматуры из-за недостаточного количества поперечной (косвенной) арматуры.



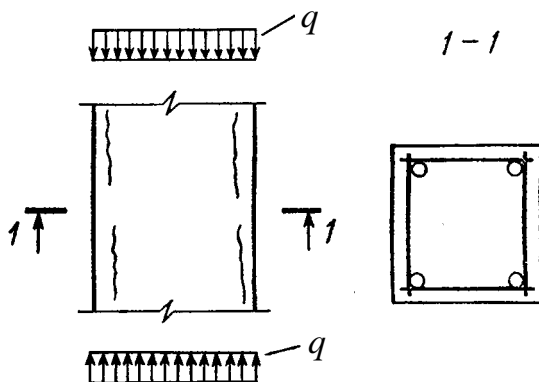


Рис. 2.3. Трещины вдоль продольной арматуры в сжатых элементах

Трещины вдоль арматуры железобетонных элементов могут быть вызваны и коррозионным разрушением арматуры, когда происходит нарушение сцепления продольной и поперечной арматуры с бетоном.

Продольные трещины вдоль арматуры с нарушением сцепления ее с бетоном могут быть вызваны и температурными напряжениями при эксплуатации конструкций с систематическим нагревом свыше  $300^{\circ}$  или после действия пожара.

Характер трещинообразования ствола железобетонной колонны зависит от эксцентриситета приложения нагрузки. При больших эксцентриситетах в растянутой зоне могут образовываться широко раскрытые горизонтальные трещины, свидетельствующие о перегрузке колонны или ее недостаточном армировании. При малых эксцентриситетах возникают вертикальные трещины, являющиеся следствием перегрузки колонны или низкого класса бетона. Появление вертикальных «силовых» трещин часто провоцируется усачными, совпадающими с ними по направлению. Картина трещинообразования в колоннах представлена на рис. 2.4.

Картина трещинообразования в раскосной стропильной ферме сегментного очертания представлена на рис. 2.5.

Трещины опорного узла ферм по своей природе близки к трещинам на опорах балок. Появление горизонтальных трещин в нижнем напряженном поясе  $b$  свидетельствует об отсутствии или недостаточности поперечного армирования в обжатом бетоне. Нормальные

трещины типа 9 появляются в растянутых стержнях при необеспеченности трещиностойкости элементов.

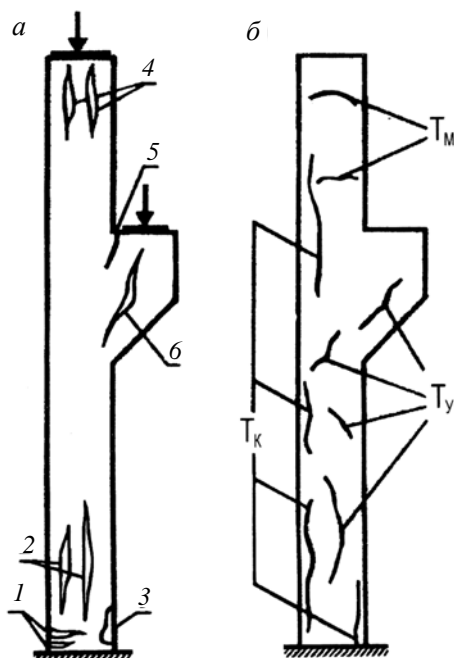


Рис. 2.4. Картина трещинообразования в колоннах сплошного сечения:

*а* – трещины от действия эксплуатационных нагрузок:

*1* – перегрузка колонны по нормальному сечению, недостаточное количество рабочей продольной арматуры; *2* – перегрузка ствола колонны при малом эксцентриситете нагрузки, низкий класс бетона; *3* – большой шаг поперечных сечений, плохое приваривание поперечных стержней к продольным, потеря местной устойчивости сжатой продольной арматуры; *4* – отсутствие косвенного армирования оголовка колонны, низкий класс бетона; *5* – недостаточное количество продольной арматуры в консоли, перегрузка консоли; *б* – недостаточное армирование консоли горизонтальными и наклонными стержнями, низкий класс бетона, перегрузка консоли; *б* – трещины от усадки бетона  $T_{y1}$ , коррозии арматуры  $T_k$ , монтажных нагрузок  $T_M$

Снятие внешней нагрузки на ферму и уменьшение растягивающих усилий в нижнем поясе приводят к закрытию трещин типа 9, но при этом могут вызвать увеличение раскрытия трещин типа 4, 5.

Появление повреждений в виде лещадок типа 13 свидетельствует об исчерпании прочности бетона на отдельных участках сжатого пояса или на опорах.

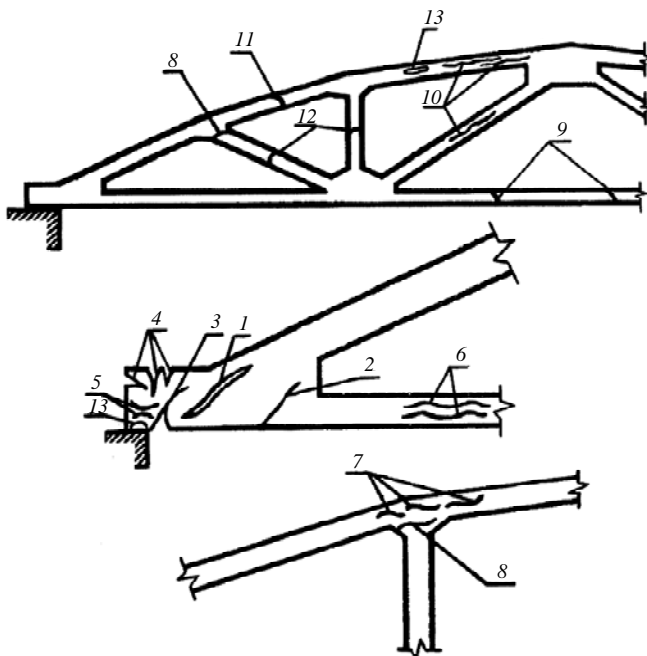


Рис. 2.5. Картина трещинообразования в стропильной раскосной ферме.

*Наклонные трещины опорного узла:* 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.

*Лучеобразные вертикальные трещины:* 4 – недостаточное косвенное армирование от усилий обжатия преднапряженной арматуры.

*Горизонтальные трещины:* 5 и 6 – отсутствие косвенного армирования (сетки, замкнутые хомуты) в зоне заанкеривания преднапряженной арматуры, низкая прочность бетона на момент обжатия, наклонные трещины в верхнем поясе; 7 – недостаточное косвенное армирование узла поперечными стержнями (сетками). Трещины, перпендикулярные оси элементов фермы: 8 – недостаточное заанкеривание рабочей арматуры растянутого элемента в узле фермы, слабое косвенное армирование узла; 9 – недостаточное преднапряжение нижнего пояса, перегрузка фермы.

*Продольные трещины в сжатых элементах:* 10 – низкий класс бетона, перегрузка фермы.

*Монтажные трещины:* 11 – изгиб из плоскости фермы при монтаже, перевозке, складировании.

*Нормальные трещины в растянутых элементах:* 12 – перегрузка фермы, смещение арматурного каркаса относительно продольной оси элемента; 13 – откол лещадок

Для перекрытий характерно развитие трещин силового происхождения на нижней растянутой поверхности плит с различным соотношением сторон (рис. 2.6). При этом бетон сжатой зоны может быть не нарушен. Смятие бетона сжатой зоны указывает на опасность полного разрушения плиты.

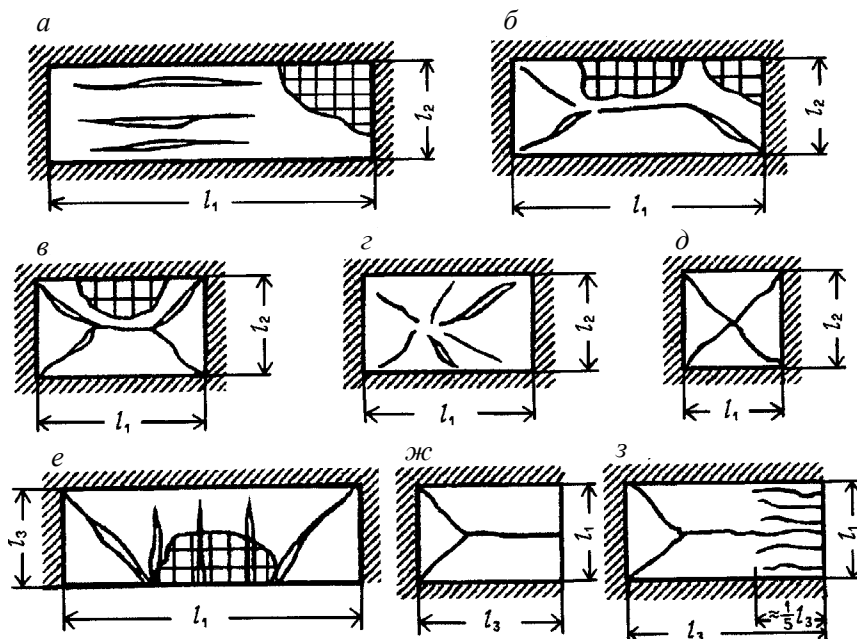


Рис. 2.6. Характерные «силовые» трещины на потолочной поверхности плит, нагруженных равномерно распределенной (а, б, в, д, е, ж, з) и сосредоточенной (з) нагрузками:

- а – работающих по балочной схеме при  $l_1/l_2 \geq 3$ ; б – опертых по контуру при  $2 < l_1/l_2 < 3$ ; в, з – то же при  $l_1/l_2 \leq 2$ ; д – то же при  $l_1/l_2 = 1$ ;
- е – опертых по трем сторонам при  $l_3/l_1 \ll 1,5$  (как правило,  $l_3/l_1 = 0,3-0,5$ ); ж – то же при  $l_3/l_1 \leq 1,5$ ; з – то же при  $l_3/l_1 > 1,5$

Перекрытия промышленных предприятий 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 и появлению трещин. Как видно из рис. 2.6, характер трещин,

обусловленных силовым воздействием, зависит от статической схемы плиты перекрытия: вида и характера действующей нагрузки, способа 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 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 силового характера (рис. 2.7) достаточно легко отличить от усадочных и вызванных коррозией арматуры (рис. 2.8).

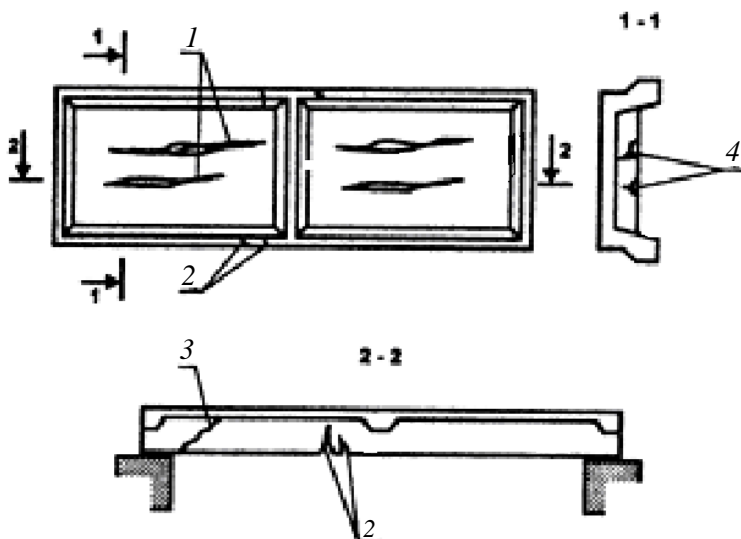


Рис. 2.8. «Силовые» трещины на потолочной поверхности ребристой панели перекрытий:

1 – в полке панели; 2 – нормальные в продольном ребре; 3 – наклонные в продольном ребре; 4 – продольные в поперечном ребре

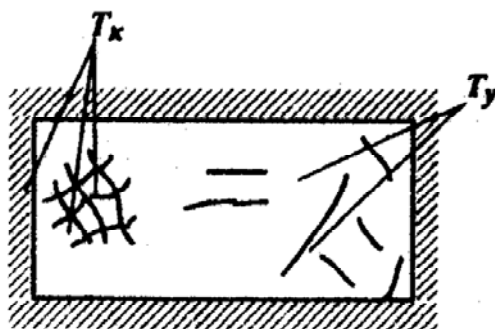


Рис. 2.8. Трещины на потолочной поверхности плиты перекрытия, образовавшиеся от усадки бетона и коррозии арматуры:  
 $T_k$  – трещины от коррозии;  $T_y$  – трещины усадки бетона

Усадочные трещины при ширине раскрытия до 0,1 мм неопасны и обычно устраняются отштукатуриванием поверхности. Характер образования трещин от эксплуатационной нагрузки ребристых панелей перекрытий практически не отличается от ранее рассмотренных конструкций: балок и плит, но в них часто встречаются и технологические дефекты в виде щелеобразных раковин и усадочных трещин. К ним относятся:

трещины вдоль арматурных стержней 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 отношении.

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. 2.9).

Силовые трещины в пустотных панелях соответствуют недостаточной прочности по нормальному сечению.

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

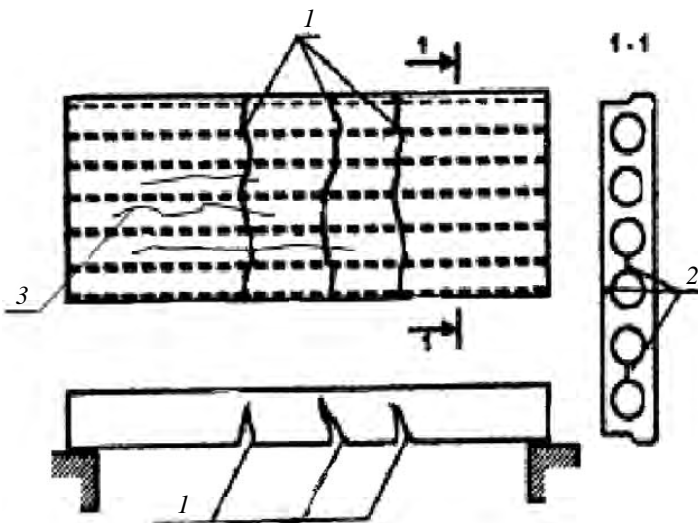


Рис. 2.9. «Силловые» и технологические трещины в пустотной панели перекрытия:

1 – «силловые» трещины; 2 – технологические трещины;  
3 – трещины, вызванные замораживанием воды в пустотах

Трещины в несущих каменных конструкциях соответствуют стадиям трещинообразования (или стадиям работы кладки при сжатии).

Факторы, вызывающие образование трещин:

низкое качество кладки;

недостаточная прочность кирпича и раствора;

совместное применение в кладке разнородных по прочности и деформированности каменных материалов;

использование каменных материалов не по назначению;

низкое качество работ, выполняемых в зимнее время;

отсутствие температурно-усадочных швов;

агрессивные воздействия внешней среды;

неравномерная осадка фундамента в здании.

Последовательность развития трещин в кладке представлена на рис. 2.10.

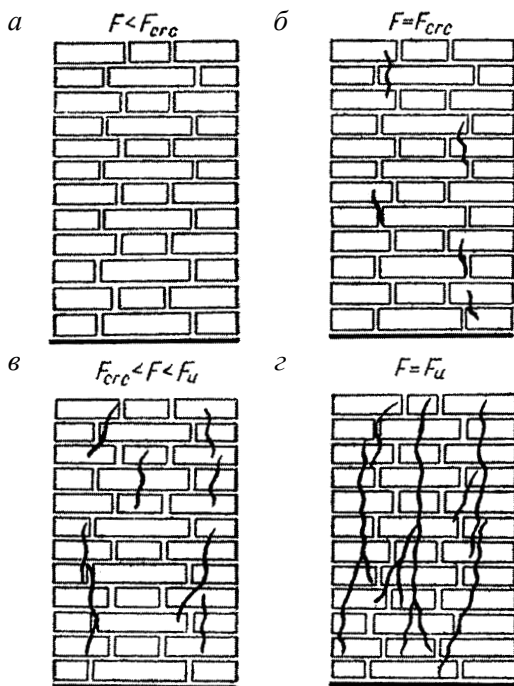


Рис. 2.10. Стадии трещинообразования каменной кладки при сжатии:  
*a* – первая стадия; *б* – вторая стадия; *в* – третья стадия; *г* – четвертая стадия

Характер трещинообразования в кирпичных колоннах зависит от величины эксцентриситета приложения силы.

При больших эксцентриситетах в растянутой зоне колонн по перевязанному шву образуются горизонтальные трещины. С увеличением эксплуатационной нагрузки трещины раскрываются и удлиняются, в результате происходят 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 кладке показана на рис. 2.11.



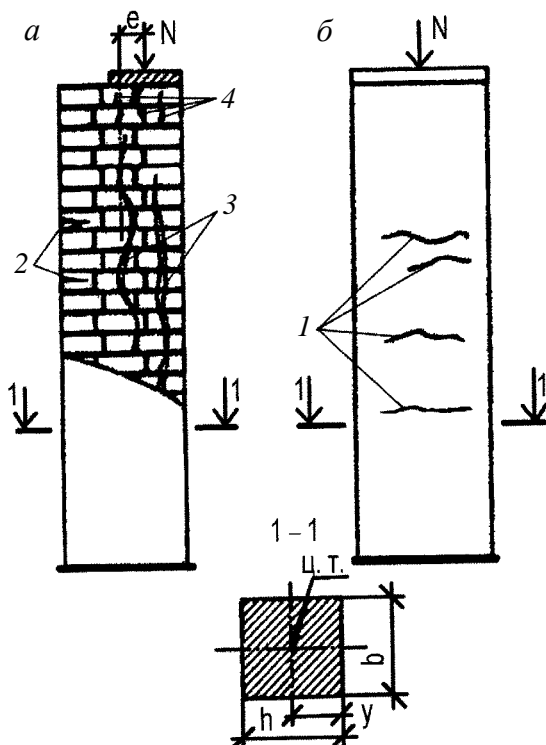


Рис. 2.11. Трещины во внецентренно сжатой кирпичной колонне:  
*a* – трещины в кирпичной кладке при перегрузке;  
*б* – волосные трещины на оштукатуренной поверхности колонны;  
*1* – усадочные трещины; *2* – низкая марка кирпича;  
*3* – величины эксцентриситета приложения силы;  
*4* – перегрузка колонны

Трещины в кирпичных стенах – явление весьма распространенное, причинами которого могут быть как внешние, так и внутренние силовые воздействия, обусловленные особенностями физико-механических свойств кладки и влиянием окружающей среды. Образованию трещин в значительной степени способствует неравномерная осадка фундаментов. На рис. 2.12 показана картина трещинообразования наружной кирпичной стены.

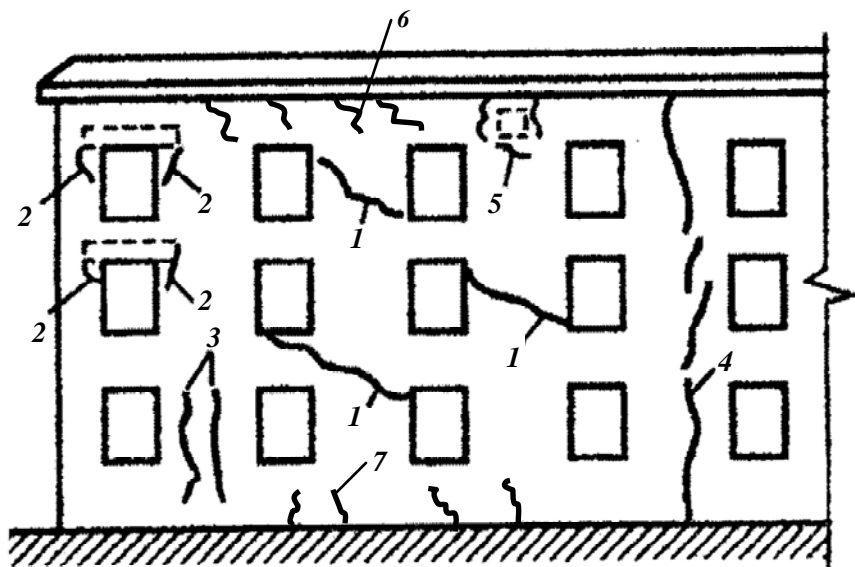


Рис. 2.12. Картина трещинообразования наружной стены кирпичного здания:  
 1 – трещины от неравномерной осадки фундаментов: просадки грунта при замачивании; выпучивания при замерзании; осадки от вибродинамического уплотнения; 2 – трещины вследствие недостаточной площади опирания перемычки на стены и низкой прочности каменной кладки; 3 – трещины от перегрузки простенка и низкой прочности каменной кладки; 4 – трещины по причине большой длины температурного блока или отсутствия температурно-усадочного шва; 5 – трещина – следствие температурной деформации расширения стального (железобетонного) прогона, опирающегося на простенок; 6 – трещины, вызванные горизонтальным распором стропильной системы; 7 – трещины, вызванные неравномерными деформациями оснований

Хаотично расположенные трещины часто возникают в сооружениях, оказавшихся в непосредственной близости от места забивания свай, или в старых зданиях, износ кирпичной кладки которых достигает 40 % и более.

При разработке рекомендаций по дальнейшей эксплуатации здания необходимо определить характеристики кладки: прочность кирпича и камней, раствора, плотность и влажность каменных кладок, морозостойкость каменных материалов и растворов, водопоглощение.

Отбор образцов для испытаний производят из малонагруженных элементов конструкций при условии идентичности применяемых на

этих участках материалов. Образцы кирпичей или камней должны быть целыми, без трещин. Из камней неправильной формы выпиливают кубики с размером ребра от 40 до 200 мм или высверливают цилиндры (керны) диаметром от 40 до 150 мм. Для испытаний растворов изготавливают кубы с ребром от 20 до 40 мм, составленные из двух пластин раствора, склеенных гипсовым раствором. Образцы испытывают на сжатие с использованием стандартного лабораторного оборудования. Участки кирпичной кладки, с которых отбирали образцы для испытаний, должны быть полностью восстановлены для обеспечения исходной прочности конструкции.

### 2.3. Классификация способов усиления

Выделяют три наиболее важных фактора, влияющих на выбор проекта реконструкции:

- 1) минимальные сроки производства работ по усилению и оставке действующего производства;
- 2) минимум трудозатрат при изготовлении и монтаже усиливающих конструкций;
- 3) надежность и долговечность усиленной конструкции.

Выделяют два основных направления при производстве усиления конструкций:

- 1) без разгрузки конструкции;
- 2) с разгрузением конструкции.

Первое направление подразделяется на два метода усиления: с изменением расчетной схемы и напряженного состояния строительной конструкции и без изменения расчетной схемы и напряженного состояния конструкции.

При производстве работ по усилению с разгрузением конструкции условно выделяются:

- а) способы усиления при полном разгрузении с последующим исключением конструкции из работы и ее заменой на новую;
- б) способы усиления при частичном разгрузении конструкции либо ее элемента.

Наиболее часто встречающиеся способы и конструктивные приемы усиления условно объединены в три группы.

*Группа 1.* Усиление без разгрузки конструкции с изменением расчетной схемы и напряженного состояния (рис. 2.13):

- усиление предварительно напряженными распорками, стойками, затяжками, обоймами;
- установка шарнирно-стержневых систем, дополнительных жестких и упругих опор;
- установка предварительно напряженных хомутов;
- дополнительная горизонтальная или шпренгельная предварительно напряженная арматура (затяжка).

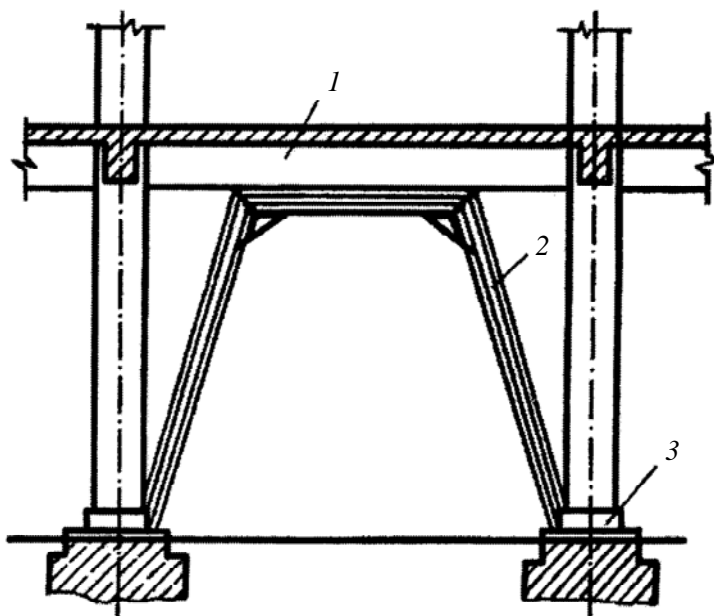


Рис. 2.13. Усиление с изменением конструктивной схемы (дополнительной жесткой опорой – металлический портал):

1 – усиливаемая конструкция; 2 – подведенный металлический портал; 3 – стакан

*Группа 2.* Усиление без разгрузки конструкции и без изменения расчетной схемы и напряженного состояния:

- железобетонная рубашка, обойма, одно- и двухстороннее наращивание;
- торкретирование и набрызгивание бетона (как правило, с добавлением арматуры);

- местное усиление накладными хомутами, дополнительной поперечной арматурой и пр.;
- усиление с использованием усиливающих элементов, присоединяемых к основной конструкции с помощью клея либо высокопрочных болтовых стяжек.

*Группа 3.* Усиление с частичным разгрузением конструкции (рис. 2.14 и 2.15):

- устройство дополнительных металлических и железобетонных балок;
- установка предварительно напряженных разгружающих ферм и кронштейнов (рис. 2.16);
- установка разгружающих систем металлических и железобетонных конструкций и др.

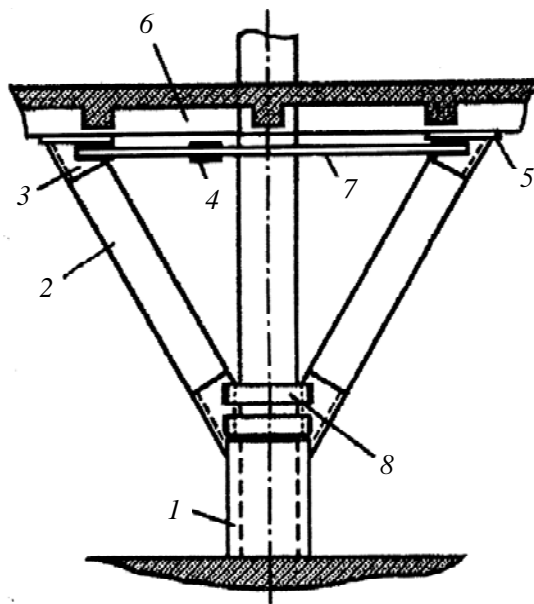


Рис. 2.14. Усиление с частичным разгрузением конструкции (дополнительной жесткой опорой – сборные железобетонные подкосы):  
 1 – обойма; 2 – подкосы; 3 – оголовник; 4 – натяжная муфта; 5 – подкладка;  
 6 – усиливаемый ригель; 7 – затяжка; 8 – планки

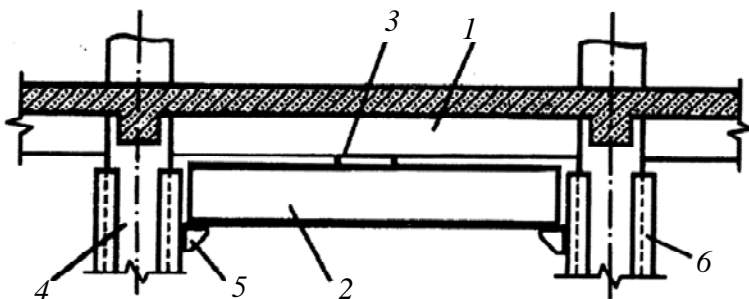


Рис. 2.15. Усиление частичным разгрузением конструкции (дополнительной упругой опорой – балкой на кронштейнах):  
 1 – усиливаемая балка; 2 – усиливающая балка; 3 – подклинка; 4 – колонна;  
 5 – опорный кронштейн; 6 – металлическая обойма

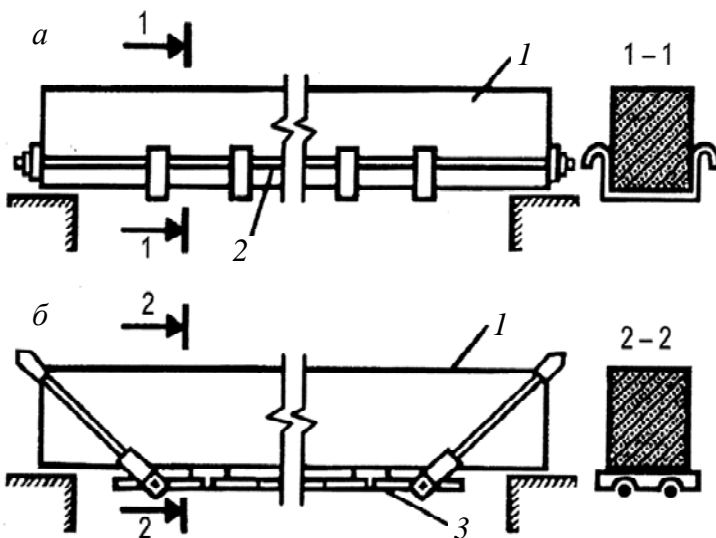


Рис. 2.16. Усиление предварительно напряженными элементами:  
 а – усиление затяжкой; б – усиление предварительно напряженными шпренгелями;  
 1 – усиливаемая балка; 2 – затяжка – предварительно напряженный шпренгель

На рис. 2.17 приведена классификация, в основу которой положено деление способов усиления конструкции.



Рис. 2.17. Классификация способов усиления железобетонных конструкций по виду материала усиления

На рис. 2.18 представлена развернутая, обобщающая различные приемы усиления классификация, основанная на анализе работы конструкции с точки зрения ее напряженно деформированного состояния, расчетной схемы и требуемого изменения несущей способности.

Усиление наращиванием показано на рис. 2.19.

С помощью клеев возможна установка дополнительной арматуры на полимерном растворе (рис. 2.20, 2.21), приклеивание листового металла, приклеивание стеклоткани, соединение отдельных элементов на клею.

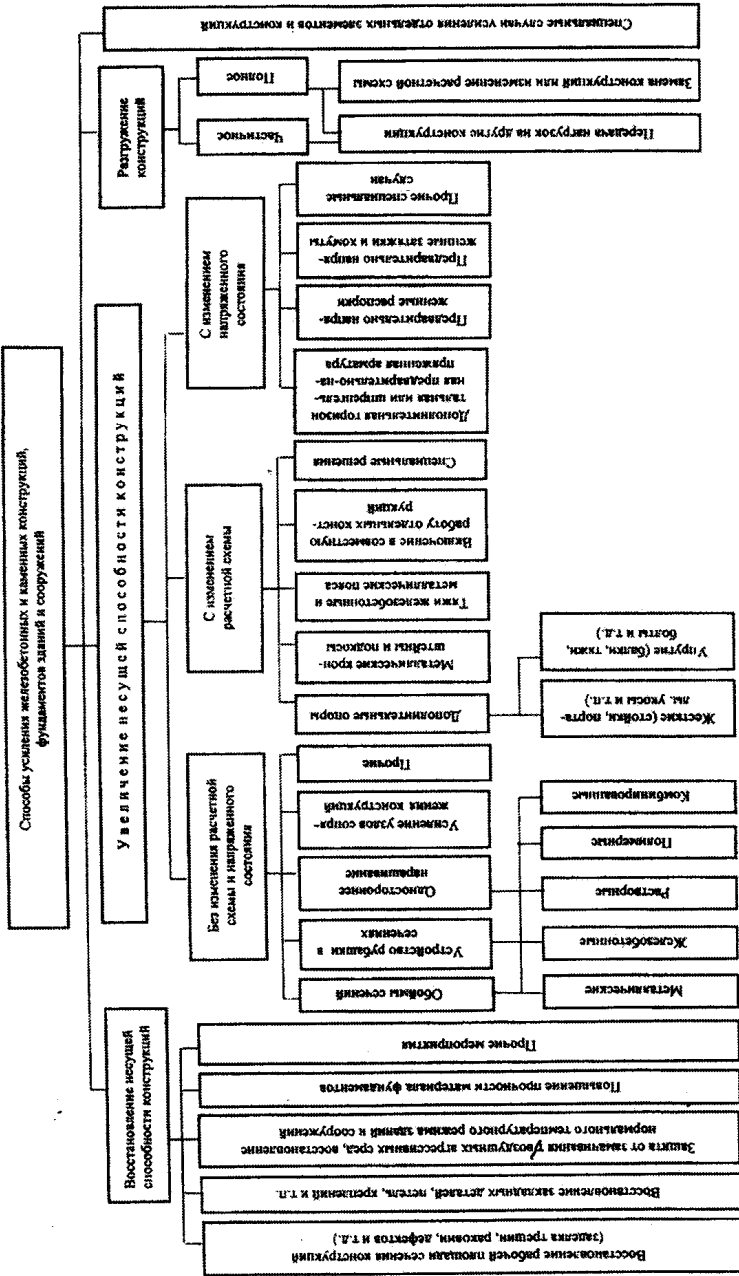


Рис. 2.18. Развернутая классификация усиления железобетонных и каменных конструкций



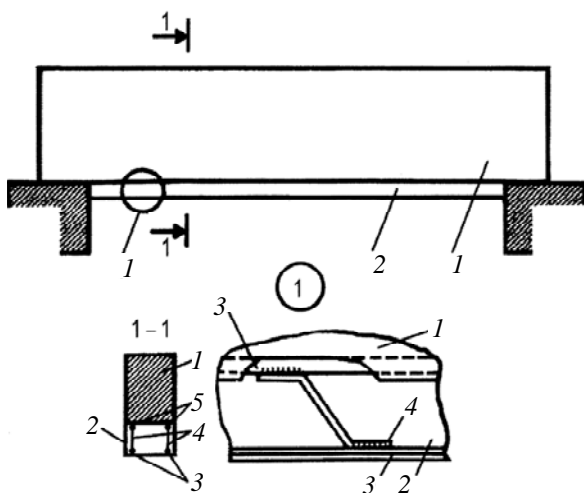


Рис. 2.19. Усиление балки наращиванием:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – железобетонное наращивание; 3 – продольная арматура усиления; 4 – арматурные отгибы; 5 – оголенная арматура балки (участки с шагом через 1,0 м)

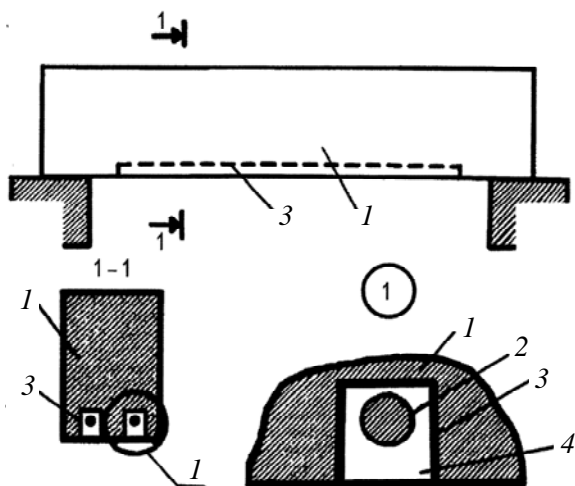


Рис. 2.20. Усиление балки установкой дополнительной арматуры на полимеррастворе:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – дополнительная арматура; 3 – пазы в бетоне, прорезанные фрезой; 4 – защитно-конструкционный полимерраствор

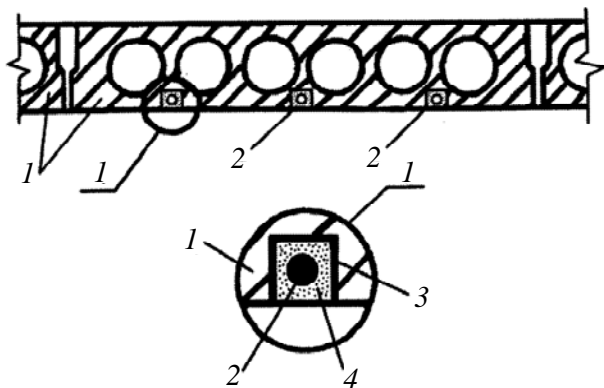


Рис. 2.21. Усиление плиты перекрытия установкой дополнительной арматуры на полимеррастворе:  
 1 – усиливаемая плита; 2 – дополнительная арматура; 3 – пазы в бетоне, прорезанные фрезой; 4 – защитно-конструкционный полимерраствор

### Глава 3. СПОСОБЫ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИНЦИПЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ И УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 3.1. Требования к бетону усиливающих конструкций

Для конструкций, подлежащих усилению, следует устанавливать места потери прочности поверхностного слоя бетона (от смятия, раздробления, воздействия высоких температур, коррозии арматуры и бетона) и намечать дефектные участки, требующие удаления.

Удаление бетона следует проводить с вырубкой полостей преимущественно прямоугольной формы с тем, чтобы их основные рабочие грани были, по возможности, перпендикулярны направлению действующих усилий, а остальные грани примерно параллельны ему. При этом следует избегать устройства полостей, труднодоступных для заполнения их бетоном.

В случае разрушения в колоннах части хомутов для обеспечения устойчивости сжатых стержней арматуры необходимо предусматривать устройство новых хомутов в проделанных в бетоне бороздах с последующей заделкой последних. При этом рекомендуется применение составов с повышенной адгезией к усиливаемому бетону (например, полимербетонов).

*Для обеспечения совместной работы* бетона усиливаемой конструкции со старым бетоном необходимо как при проектировании, так и при производстве работ уделять внимание мероприятиям, способствующим повышению сцепления старого бетона с новым. В частности, гладкие контактные поверхности рекомендуется подвергать пескоструйной обработке, насечке или обработке металлическими щетками. Непосредственно перед укладкой нового бетона поверхность старого должна быть промыта струей холодной воды под давлением. При этом излишняя вода в виде лужиц должна быть удалена ввиду отрицательного влияния излишнего увлажнения на сцепление. При устройстве железобетонных обойм колонн поверхность существующего бетона промывается струей воды под давлением.

Класс *бетона усиления* следует принимать на один класс выше, чем класс бетона усиливаемой конструкции, но не ниже С 30/37 для наземных конструкций и не ниже С 25/30 – для фундаментов. Для конструкций, работающих в агрессивной среде или имеющих по-

вреждения от коррозии, класс бетона усиления должен приниматься по плотности или по стойкости, соответствующим требованиям данной агрессивной среды.

Раствор для защитных цементных штукатурок и бетон для заделки гнезд, борозд, отверстий следует принимать не ниже класса С 30/37.

Для усиления наращиваниями, рубашками и обоями рекомендуется применять портландцемент марки не ниже 400; при необходимости быстрого схватывания и твердения рекомендуется тот же цемент, но с тепловой обработкой бетона по мягким режимам (с повышением температуры на 5–10 °С/ч).

Применение быстротвердеющих цемента и добавок ускорителей твердения допускается при подборе составов, обеспечивающих нормальную усадку (не большую, чем для обычных бетонов с естественным режимом твердения).

*Максимальную крупность* заполнителя для бетона усиления следует назначать с учетом следующих требований:

1. При уплотнении бетонных смесей вибрированием – не более 20 мм (за исключением массивных элементов усиления).

2. При обоях толщиной 75–120 мм из литых суперпластифицированных бетонов – 5–10 мм.

3. При нанесении смесей набрызгом – не более половины толщины бетонирования и не более 15 мм.

4. При торкретировании – не более 8–10 мм в зависимости от паспортных данных цемент-пушки.

5. При подливке мелкозернистым бетоном полостей высотой до 50 мм – не более 5 мм, высотой более 50 мм – 10 мм.

6. В густоармированных набетонках, обоях крупность заполнителя не должна превышать 3/4 расстояния между арматурными стержнями.

7. В отдельных случаях, при очень частом расположении арматуры, взамен бетона допускается принимать цементно-песчаные бетоны прочностью не менее, чем требуемая проектом усиления.

*Модуль крупности песка* рекомендуется принимать не ниже 2,2–2,5.

*Удобоукладываемость бетонной смеси* рекомендуется назначать в зависимости от толщины бетонируемого элемента. При толщине бетонируемого элемента до 120 мм подвижность бетона принимается не менее 6–8 см, при толщине элемента от 120 до 200 мм по-

движность бетона принимается от 2–3 до 5–6 см, а при толщине более 200 мм и при бетонировании вибробулавой подвижность бетона принимается от 1 до 2–3 см. При этом рекомендуется пользоваться пластификаторами. Для облойм из литых суперпластифицированных бетонных смесей осадка конуса должна составлять не менее 18 см. Для облойм, рубашек и гильз при усилении емкостных сооружений рекомендуется применять литой бетон с осадкой конуса 16–20 см.

При усилении в зимних условиях усиливаемые конструкции так же, как и бетон усиления, при бетонировании должны иметь температуру не менее 15 °С.

### **3.2. Требования к арматурным работам и к арматуре усиливающих конструкций**

При усилении под нагрузкой рекомендуется избегать конструктивных решений, предусматривающих сварные соединения существующей арматуры со стальными элементами усилений.

Не допускается применение сварных соединений при напряжениях в арматуре усиливаемого элемента более 0,85 от предела текучести арматуры.

Если конструктивное решение предусматривает сварные соединения, коротыши, скобы и другие соединительные детали, привариваемые к существующей арматуре, во избежание поджогов и подрезов рекомендуется изготавливать коротыши из арматурной стали класса S240 диаметром 10–6 мм.

Для обеспечения надежной работы усиленной конструкции детали, соединяющие существующую и дополнительную арматуру и устанавливаемые на сварке, должны располагаться «вразбежку» (в шахматном порядке). При этом расстояние между соединительными деталями вдоль стержней арматуры не должно быть меньше 20 диаметров арматуры.

В проекте необходимо оговаривать вид сварных соединений, марку электродов, очередность выполнения сварных швов, количество выполняемых проходов, обработку поверхностей швов и т. д. Конструкция и очередность выполнения сварных швов должны обеспечивать минимальные деформации конструкций в процессе выполнения сварочных работ.

Последовательность выполнения сварных соединений устанавливается проектом. При отсутствии специальных указаний сварные соединения вновь устанавливаемой арматуры с существующей выполняются в балках, ригелях от краев к середине пролета с размещением коротышей в шахматном порядке, в колоннах с жесткой арматурой – от обоих концов к середине, в колоннах с гибкой арматурой – от одного конца к другому по всему контуру.

Приваривать крючья, хомуты следует от изогнутой части к концу стержня с обязательным заплавлением кратера шва. Двусторонние многослойные швы следует накладывать симметрично слоями поочередно с каждой стороны.

Для снижения деформаций в ригелях рам и балках приварку дополнительной арматуры к существующей с помощью коротышей (при выполнении ее под нагрузкой) рекомендуется осуществлять в направлении к более нагруженным сечениям симметрично с обеих сторон.

Во всех случаях при усилении во избежание концентрации напряжений следует назначать минимально необходимое сечение сварных швов, причем целесообразнее увеличивать длину шва, а не его сечение.

При проектировании и выполнении сварных соединений арматуры следует руководствоваться следующими указаниями: в случае приварки дополнительной арматуры к существующей сварные швы высотой 4–6 мм в конструкциях, разгружаемых во время выполнения работ по усилению, допускается выполнять за один проход; швы высотой более 6 мм – за два прохода. При сварке под нагрузкой, при отрицательной температуре, а также для конструкций, воспринимающих при эксплуатации динамические нагрузки, швы высотой менее 6 мм выполняются за два, а при высоте, большей или равной 6 мм, – за три прохода.

В случае сварки листового металла или приварки к нему арматуры в конструкциях, разгружаемых на время усиления, швы высотой 8–9 мм выполняются за три прохода при их горизонтальном положении и за четыре прохода – при вертикальном и потолочном положении, швы высотой большей или равной 10 мм, выполняются соответственно за четыре и пять проходов. При сварке таких конструкций под нагрузкой, при отрицательной температуре, а также для конструкций, воспринимающих при эксплуатации динамиче-

ские нагрузки, швы высотой 8–9 мм выполняются за четыре прохода, а швы высотой более 10 мм – за пять проходов.

Перед сваркой арматурных стержней свариваемые концы и соединительные накладки в местах сварки должны быть очищены до чистого металла от грязи, масла и других загрязнений.

Очистку арматуры от ржавчины и остатков бетона следует производить механическими щетками до металлического блеска.

Вода, снег, лед должны быть удалены с поверхности стержней и соединительных накладок посредством нагревания их пламенем газовых горелок и паяльных ламп до температуры 100 °С.

При приварке дополнительной арматуры к существующей сварные швы высотой до 6 мм в конструкциях, разгружаемых на время производства работ, допускается выполнять за один проход.

Сварку под нагрузкой и при отрицательной температуре в конструкциях, воспринимающих динамические нагрузки, при высоте шва менее 6 мм необходимо выполнять в два прохода, при высоте шва, равной 6 мм и более, – за три прохода. При устройстве многослойных швов после наложения каждого последующего слоя следует устраивать перерывы для его остывания до температуры ниже 100 °С.

При сварке стержней арматуры диаметром до 25 мм многослойными швами диаметр электрода принимается равным 5 мм, более 25 мм – 4 мм. Режимы многослойной сварки следует назначать по паспортным данным электродов. Швы сварных соединений стержней классов S240 и S400 с коротышами выполняют без перерывов вертикально снизу вверх. В местах окончания швов следует тщательно заварить кратеры. Направлять швы необходимо за один или несколько проходов до получения проектного сечения.

Не допускается наличие ожогов и подплавлений от дуговой сварки на поверхности рабочих стержней. Ожоги должны быть зачищены абразивным кругом. Место зачистки стержня должно иметь плавные переходы, а риски от абразивной обработки должны быть направлены вдоль стержня.

При необходимости приварки коротышей и соединительных скоб существующая арматура вскрывается в местах их установки не менее чем на половину своего диаметра участками, на 10–15 мм превышающими длину соединительных деталей.

Отрезка концов стержней электрической дугой при усилении конструкций не допускается.

Для предотвращения проскальзывания стержней усиления необходимо обеспечить их надежную анкеровку на концах. Анкеровка за счет сцепления прямолинейных стержней с бетоном допускается только для арматуры периодического профиля.

При защите напрягаемой арматуры от коррозии обетонированием толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 20 мм. Анкеры должны быть защищены слоем раствора толщиной не менее 5 мм или слоем бетона толщиной не менее 10 мм.

В железобетонных конструкциях усиления в агрессивных условиях предпочтительнее использовать стали марок 18Г2С, 25Г2С и 35ГС, обладающих повышенной коррозионной стойкостью.

### **3.3. Технология восстановления железобетонных конструкций**

Усиление может производиться как в случае изменения нагрузок на конструкцию, так и при сохранении нагрузок и расчетной схемы, когда при усилении фактически необходимо восстановить конструкцию в первоначальном (проектном) виде.

Основными мероприятиями по восстановлению несильно поврежденных конструкций являются:

- заделка трещин в бетонных и железобетонных конструкциях;
- восстановление разрушенных защитных слоев бетона;
- усиление поврежденных опорных частей балок, работающих на восприятие поперечной нагрузки.

Трещины в бетонных и железобетонных конструкциях заделываются цементно-песчаным раствором или синтетическим материалом.

При ширине трещин более 0,3 мм и глубине не более 50 мм трещины заделывают раствором на расширяющемся цементе с водоцементным отношением В/Ц = 0,6–2 или синтетической смолой, которые растворомасосом нагнетаются в трещину с помощью поверхностного иньектора. Предварительной обработки в виде заделки трещин, сверления скважин и т. п. в этом случае не требуется.

Перед нагнетанием раствора необходимо закрыть трещину по лицевой поверхности конструкции, оставив промежутки 20–30 см



с шагом 0,5–1,5 м незаделанной поверхности. Трещину «закрывают» лентой или «замазывают» клеем или бетоном (рис. 3.1).

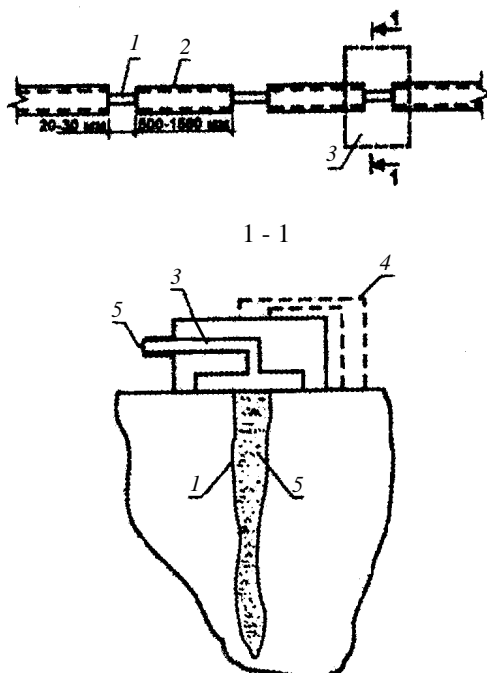


Рис. 3.1. Нагнетание цементно-песчаного раствора при ширине трещин не более 0,3 мм и глубине до 50 мм:

1 – трещина в конструкции; 2 – пространство, заделываемое бетоном, клеем или лентой; 3 – иньектор поверхностного типа; 4 – крепление иньектора (струбцины, болты и др.); 5 – трубка диаметром 20–25 мм для подачи раствора; 6 – раствор

При ширине раскрытия трещин менее 0,3 мм или более 0,3 мм, но глубиной более 50 мм поверхностные иньекторы неприменимы. Если ширина трещины менее 0,3 мм, то раствор нагнетается в трещину под давлением 490–1960 кг/см<sup>2</sup> через иньекционные трубки в специально просверливаемых в конструкции скважинах. Верх трещины у поверхности конструкции «расширяется», для чего вдоль всей трещины распиливается расширяющийся вовнутрь конструкции паз, заполняемый цементно-песчаным раствором (состав раствора 1:1), рис. 3.2.

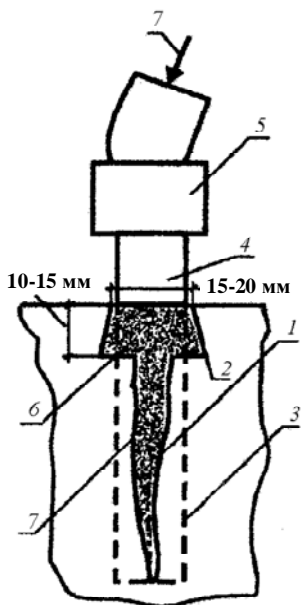


Рис. 3.2. Нагнетание цементно-песчаного раствора при ширине раскрытия трещин менее 0,3 мм:

- 1 – трещина в конструкции;
- 2 – «расшитая» трещина;
- 3 – просверленное отверстие для постановки и заделки инъекционной трубки;
- 4 – инъекционная трубка;
- 5 – штуцер с гайкой для подключения шланга к инъекционной трубке;
- 6 – цементно-песчаный раствор;
- 7 – раствор с В/Ц = 0,7–2 на расширяющемся цементе

При трещинах шириной более 0,3 мм и глубиной более 50 мм раствор на расширяющемся цементе нагнетается в трещину через напорные инъекционные скважины, располагаемые по длине трещины с шагом 1–1,5 м. При этом поверхность трещины между скважинами закрывается (заделывается) аналогично тому, как делается в случае трещин глубиной до 50 мм (рис. 3.3).

Короткие и неглубокие трещины предварительно разделяются фрезой до ширины более 10 мм. После этого они заполняются раствором на расширяющемся цементе или синтетической смолой.

При больших повреждениях – широких трещинах – кроме заделки собственно трещины рекомендуется усиливать конструкцию обоймой или рубашками из железобетона. Для изготовления раствора во всех случаях заделки трещин рекомендуется применять глиноземистый расширяющийся цемент марок 400, 500 или напрягающий цемент НЦ-20.

Расход цемента должен быть не менее 400 кг/м<sup>3</sup>. После заделки трещин должна быть дана выдержка при положительной температуре или паропрогрев при температуре –50 °С – на расширяющемся и от –50 до –60 °С – на напрягающем цементе.

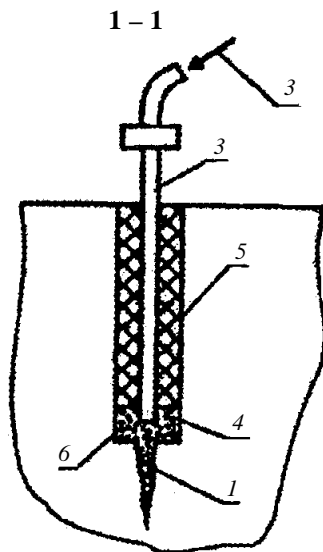
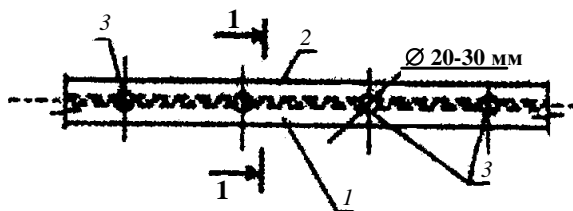


Рис. 3.3. Нагнетание цементно-песчаного раствора при ширине трещин более 0,3 мм и глубине более 50 мм:

- 1 – трещина в конструкции (глубиной более 50 мм); 2 – пространство, заделываемое бетоном, клеем или лентой; 3 – напорная инъекционная трубка; 4 – просверленная скважина; 5 – резиновый уплотнитель; 6 – раствор с В/Ц = 0,6–2 на расширяющемся цементе или синтетические смолы (от растворонасоса)

Восстановление защитного слоя бетона производится путем:

- а) оштукатуривания конструкции плотным цементно-песчаным раствором с возможным нанесением по нему трещиностойкого лакокрасочного покрытия;
- б) обетонирования цементным бетоном или полимербетоном, одинаково деформируемым и бетоном восстанавливаемой конструкции;
- в) торкретирования плотным цементно-песчаным раствором.

При всех способах восстановления защитного слоя бетона предварительно производится подготовка усиливаемых конструкций.

Дефектные участки определяют по отслоению защитного слоя, наличию мелкой сетки трещин на поверхности, коррозии бетона, следов ржавчины, глухому звуку при ударе, отслоению защитного слоя при простукивании и др. Удалять низкопрочный бетон следует оконтуриванием дефектных зон бороздой, постепенно углубляя ее, затем внутри дефектной зоны.

Разрушенный по периметру сечения в изгибаемых конструкциях бетон следует обрубить вертикально, в сжатых конструкциях – горизонтально. Для улучшения сцепления с вновь укладываемым бетоном поверхность конструкций должна быть подвержена механической обработке, при малых объемах работ – при помощи ручного, электрического и пневматического инструментов. При больших объемах работ – гидроабразивным способом с использованием оборудования для торкретирования пескоструйным и термоструйным способами с использованием аппаратов ТСА-12 и ТА-12.

При необходимости приварки коротышей и соединительных скоб существующая арматура вскрывается в местах их установки не менее чем на половину своего диаметра участками, превышающими длину соединительных деталей на 10–15 мм.

Поверхность конструкции расчищается на глубину, где бетон имеет водородный показатель  $pH \geq 12$ , затем рабочую арматуру необходимо очистить от продуктов коррозии стальными щетками, скребками или при помощи пескоструйного аппарата.

При восстановлении защитного слоя оштукатуриванием очищенная арматура покрывается казеиновым слоем с замедлителем коррозии.

Состав цементно-песчаного раствора, наносимого в виде штукатурки: 1 : 2,5–1 : 3. После оштукатуривания при отсутствии покрытия арматуры казеиновым клеем поверхность штукатурки покрывается лакокрасочным покрытием в соответствии со степенью агрессивности среды.

При обетонировании конструкции цементный бетон должен иметь прочность не ниже прочности конструкции. Перед обетонированием расчищенная поверхность конструкции увлажняется и может быть покрыта слоем цементно-песчаного раствора состава 1 : 2. Наносимый обетонированием или торкретированием восстанавливаемый защитный слой в последнем случае должен быть уложен через 90 ми-

нут после нанесения слоя цементно-песчаного раствора. При применении для восстановления защитного слоя полимербетона возможный его состав (в частях по массе):

- эпоксидная смола – 100;
- каменноугольный лак – 100;
- жидкий тиокол – 20;
- отвердитель ПЭПА – 10;
- цемент – 100–150.

В случае коррозии арматуры для компенсации прокорродировавшей ее части применяют накладки из арматурной стали, привариваемые к рабочей арматуре (рис. 3.4).

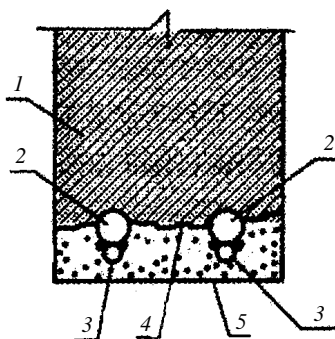


Рис. 3.4. Обетонирование цементным бетоном:

- 1 – восстанавливаемая конструкция;
- 2 – рабочая арматура восстанавливаемой конструкции;
- 3 – накладки из арматурной стали, приваренные к рабочей арматуре;
- 4 – расчищенная поверхность конструкции;
- 5 – восстановленный защитный слой бетона, наносимый бетонированием или торкретированием

При восстановлении защитного слоя бетона торкретированием плотным цементно-песчаным раствором (рис. 3.5) к рабочей арматуре конструкции приваривается арматурная сетка из проволоки диаметром 2–3 мм и ячейкой 50 × 50 мм.

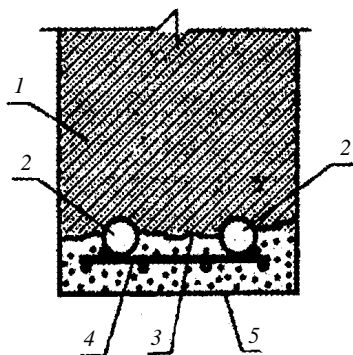


Рис. 3.5. Торкретирование плотным цементно-песчаным раствором:

- 1 – восстанавливаемая конструкция;
- 2 – рабочая арматура восстанавливаемой конструкции;
- 3 – расчищенная поверхность конструкции до бетона с  $pH \geq 12$ ;
- 4 – арматурная сетка из проволоки;
- 5 – восстановленный защитный слой из плотного цементно-песчаного раствора

Цементно-песчаный раствор применяют состава 1:1 – 1:1,5 на портландцементе марки 400–500 или аналогичном по марке глиноземистом цементе при его расходе не менее 400 кг/м<sup>3</sup>.

### 3.4. Технология восстановления несущей способности опорных частей изгибаемых элементов

Восстановление несущей способности изгибаемых элементов при разрушении их опорных частей производится увеличением сечения поперечной и наклонной арматуры.

Эффективным по трудоемкости способом является усиление вертикальными накладными хомутами (рис. 3.6 и 3.7).

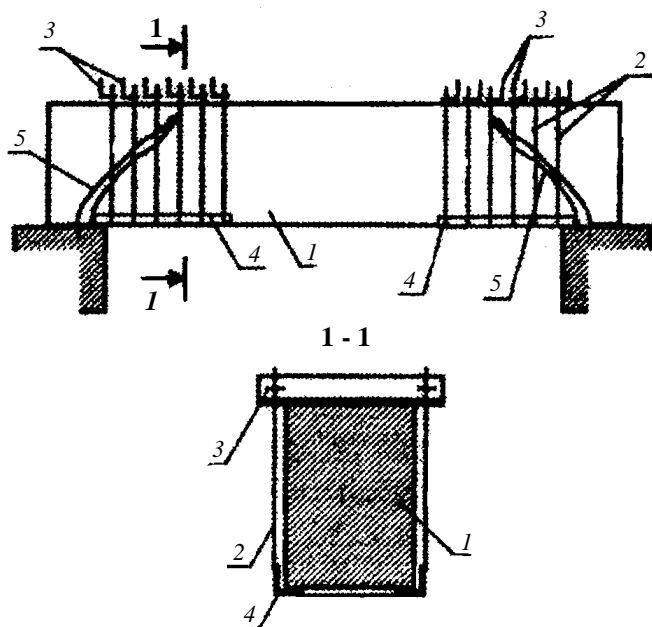


Рис. 3.6. Установка поперечных хомутов:  
1 – усиливаемая балка; 2 – хомуты с гайками; 3 – поперечные уголки;  
4 – продольные уголки; 5 – трещины в балке

Для устройства хомутов предварительно пробиваются отверстия в перекрытии с обеих сторон балки, затем снизу балки в отверстия заводятся хомуты, при этом на нижние грани балки под хомуты

устанавливаются прокладки из уголков. Хомуты имеют концы с нарезкой. После подведения хомутов на их концы сверху балки одевается подкладка из полосовой стали, после чего закручиваются гайки. При притягивании хомутов гайки должны закручиваться одновременно на двух концах. При этом способе усиления не требуется каких-либо нарушений поверхности бетона усиливаемых балок.

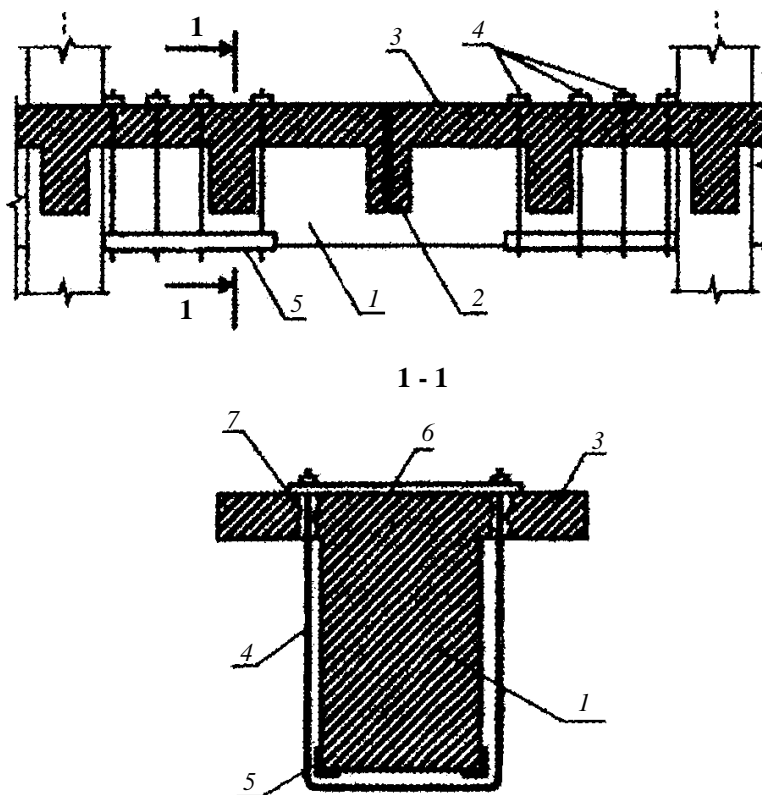


Рис. 3.7. Установка стяжных хомутов у опор:

- 1 – усиливаемая главная балка; 2 – второстепенные балки; 3 – плита;  
 4 – металлические стяжные хомуты с гайками; 5 – подкладка из уголка;  
 6 – прокладка-шайба; 7 – просверленные в плите отверстия  
 для пропуска хомутов

Аналогично производится усиление установкой наклонных хомутов (рис. 3.8).

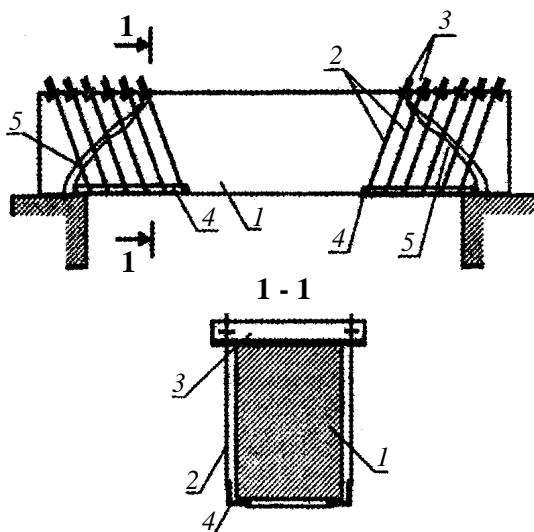


Рис. 3.8. Установка наклонных хомутов:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – наклонные хомуты с гайками;  
 3 – поперечные уголки; 4 – продольные уголки;  
 5 – трещины в балке

Единственное отличие состоит в том, что нужно предусмотреть мероприятия, исключающие проскальзывание поперечных уголков вдоль балки (специальные проточки на поверхности балки, установка конструктивных металлических элементов). Более эффективным способом является усиление предварительно напряженными хомутами, так как предварительное напряжение увеличивает нагрузку, воспринимаемую элементами усиления (рис. 3.9 или 3.10).

Конструкция предварительно напряженных хомутов состоит из верхних крепежных уголков (в ребристых перекрытиях, подвешиваемых к плите перекрытия на болтах); нижних крепежных уголков, соединенных планками на сварке; четного количества хомутов и стяжных болтов с шайбами-захватами. После приварки хомутов снизу и сверху предварительное напряжение в них создается взаимным стягиванием двух стержней стяжными болтами. Стягивание стержней необходимо производить одновременно с обеих сторон усиливаемой балки, чтобы избежать кручения последней. По окончании натяжения гайки на болтах рекомендуется заварить.



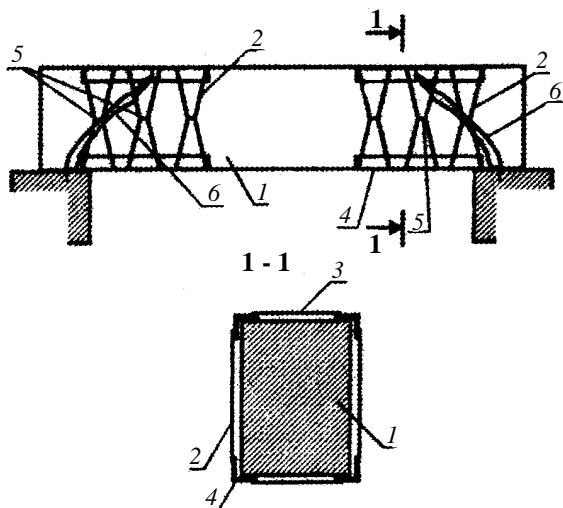


Рис. 3.9. Установка стяжных хомутов:

1 – усиливаемая балка; 2 – поперечные стержни; 3 – соединительные планки;  
4 – продольные уголки; 5 – стяжные хомуты; 6 – трещины в балке

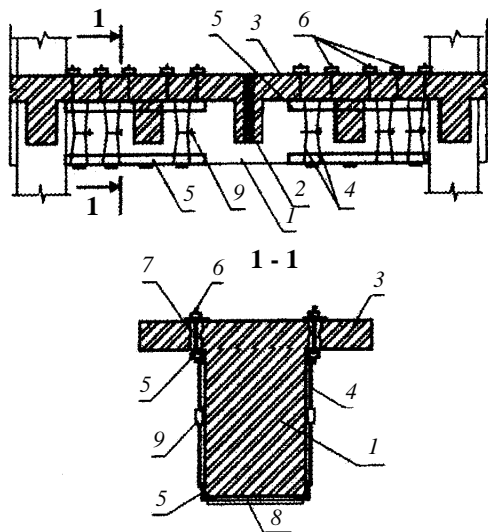


Рис. 3.10. Установка стягиваемых поперечных стержней у опор:

1 – усиливаемая главная балка; 2 – второстепенные балки; 3 – плита;  
4 – поперечные стержни, привариваемые к уголкам; 5 – уголки;  
6 – крепежные болты; 7 – просверленные в плите отверстия  
для установки болтов; 8 – соединительные планки; 9 – стяжные болты

Возможно усиление приваркой дополнительных наклонных арматурных стержней (рис. 3.11 и 3.12).

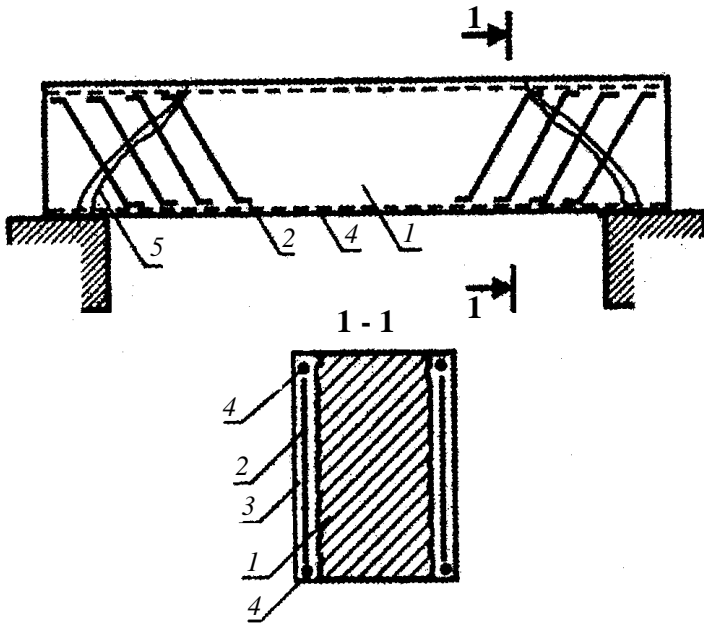


Рис. 3.11. Приварка дополнительных наклонных стержней:

1 – усиливаемая балка; 2 – наклонные стержни, укладываемые в вырубленные борозды и привариваемые к продольной арматуре балок; 3 – цементно-песчаный раствор; 4 – продольная арматура; 5 – трещины в балке

Этот способ позволяет получить усиление без ухудшения вида балки. Однако при этом способе усиления необходимо предварительно вырубать в боковых гранях балок «борозды» для установки дополнительных наклонных стержней, которые желательно приваривать к рабочей арматуре балки. Указанные мероприятия нужно проводить при разгрузке усиливаемой конструкции, так как в процессе работ по установке дополнительных стержней мы ослабляем балку, разрушая бетон и приваривая усиливающие стержни к рабочей арматуре. Указанные обстоятельства существенно осложняют работы по усилению. Известны и другие способы усиления наклонных сечений:

установка арматурных стержней на клею в пазы в бетоне, прорезанные фрезой;

наклейка листового металла на боковые грани в местах недостаточной несущей способности.

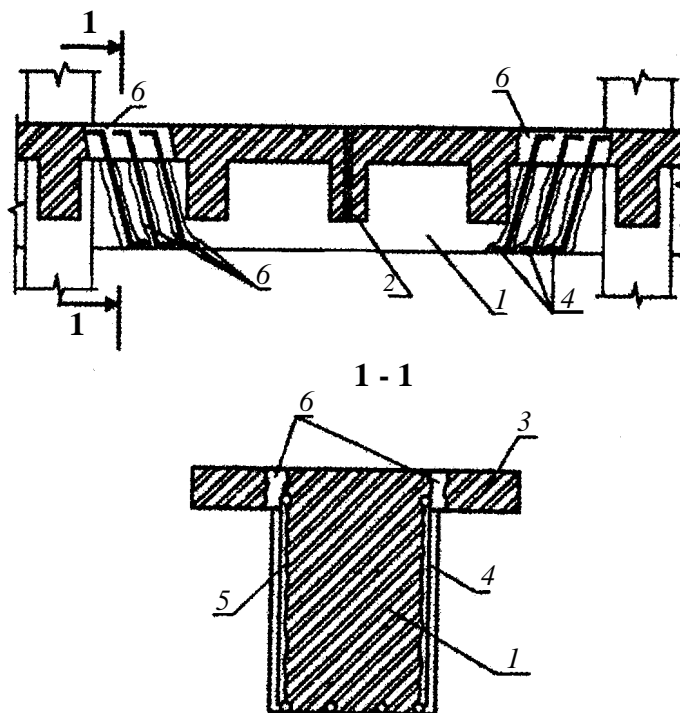


Рис. 3.12. Приварка наклонных стержней у опор:  
1 – усиливаемая главная балка; 2 – второстепенные балки; 3 – плита;  
4 – наклонные арматурные стержни, привариваемые к оголенной верхней и нижней рабочей арматуре усиливаемой балки; 5 – борозды для установки дополнительных арматурных стержней (после установки стержни заполняют бетоном); 6 – отверстия, пробитые в плите для установки наклонных стержней (после установки стержни заполняют бетоном)

### 3.5. Технология восстановления и усиления железобетонных конструкций способом увеличения поперечного сечения с применением обетонирования

Усиление сборных и монолитных железобетонных конструкций обетонированием производится устройством железобетонных обойм, трехсторонних рубашек и односторонних набетонок с установкой дополнительной арматуры. Толщина обойм и набетонок назначается из условий укладки и уплотнения бетонной смеси и принимается в соответствии с положениями таблицы.

Минимальная толщина обойм и набетонок при усилении обетонированием, см

Усиливаемый элемент	Способы устройства обоймы, набетонки	
	вибрированием в опалубке	торкретированием
Колонна	8	5
Боковые стенки балок	6	3
Нижние пояса балок, ферм	15	5
Стенки резервуаров, силосов	8	3,5
Плиты перекрытий при устройстве набетонки:		
сверху	3,5	–
снизу	6	3,5

Железобетонные обоймы используются для значительного увеличения или восстановления несущей способности колонн, стоек рам, сжатых элементов ферм, а также при усилении изгибаемых элементов – сборных и монолитных балок, ригелей. Их характерная особенность – охват конструкции со всех сторон (рис. 3.13).

Наиболее широкое применение обойм рекомендуется для усиления колонн, так как в этом случае достигается наибольшая эффективность этого конструктивного решения. Для усиления колонн применяется несколько типов обойм, которые различаются конструктивными особенностями, материалами, производством работ и эффективностью усиления.

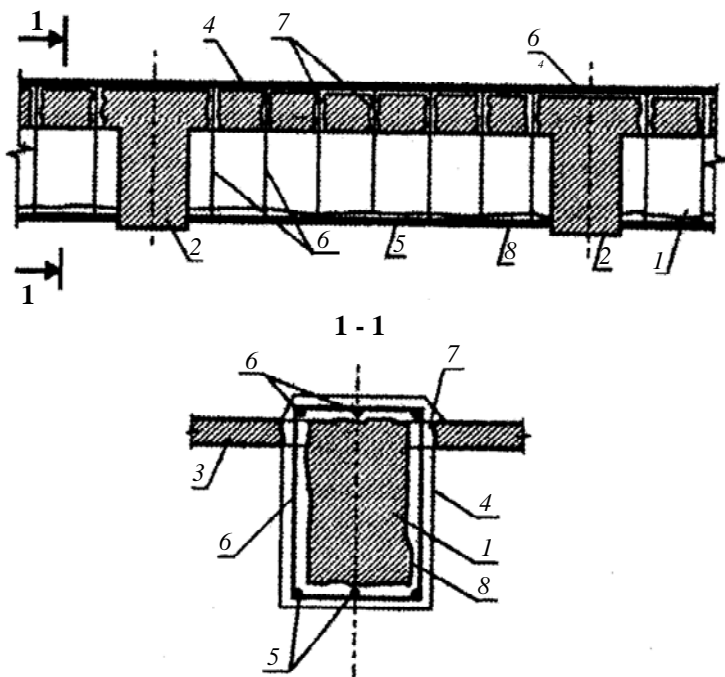


Рис. 3.13. Устройство железобетонной обоймы:

- 1 – усиливаемые второстепенные балки; 2 – главные балки; 3 – плита;  
 4 – железобетонная обойма; 5 – продольная арматура обоймы; 6 – хомуты обоймы; 7 – отверстия в плите для пропуска хомутов и укладки бетона;  
 8 – поверхность балок, подготовленная к бетонированию (зачистка, насечка)

Одним из типов железобетонных обойм являются обоймы с обычной продольной и поперечной арматурой (рис. 3.14, а) без связи арматуры обоймы с арматурой усиливаемой колонны. Перед бетонированием обоймы необходимо произвести подготовку поверхности усиливаемой конструкции насечкой бетона и промывкой его струей воды. Толщина обоймы колонны зависит от степени усиления и обычно не превышает 300 мм.

Площадь продольной арматуры обоймы определяется расчетом, но ее диаметр должен быть не менее 16 мм для сжатых и 12 мм для растянутых стержней. Поперечная вязаная арматура принимается диаметром не менее 6 мм, а сварная – 8 мм и устанавливается с шагом 15 диаметров продольной, но не более трехкратной толщины

обоймы и не более 200 мм. В местах возможной концентрации напряжений шаг хомутов должен быть уменьшен вдвое.

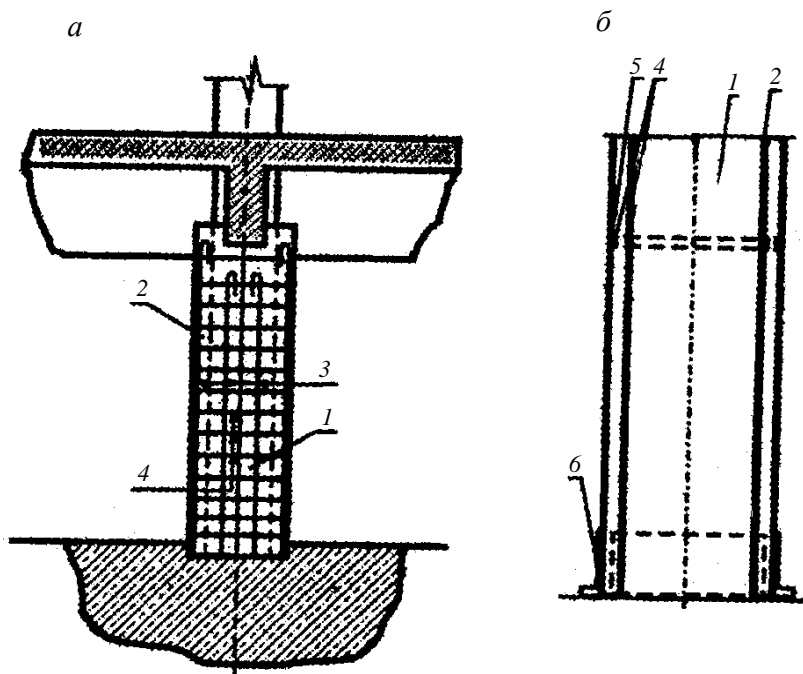


Рис. 3.14. Усиление колонны железобетонной обоймой:

- a* – со стержневой арматурой; *б* – с жесткой наружной арматурой из уголков;  
 1 – усиливаемая колонна; 2 – обойма; 3 – продольная арматура обоймы;  
 4 – поперечная арматура обоймы; 5 – жесткая продольная арматура обоймы;  
 6 – опорные уголки жесткой обоймы

При устройстве местной обоймы на поврежденном участке она должна выходить за его пределы на длину не менее пяти толщин обоймы, не менее длины анкеровки арматуры, не менее двух ширинов большей грани колонны и не менее 400 мм. Для улучшения сцепления нового бетона со старым рекомендуется на поверхности старого бетона на участке местной обоймы выполнять адгезионную обливку из полимерных материалов.

Разновидностью железобетонных обойм колонн являются обоймы с устанавливаемой вдоль их граней жесткой наружной армату-

рой из уголков, которая у концов усиливаемых колонн приваривается к горизонтальным опорным уголкам (рис. 3.14, б).

Железобетонные обоймы колонн могут быть выполнены с поперечной арматурой в виде спиральной обмотки из проволоочной арматуры диаметром не менее 6 мм (рис. 3.15).

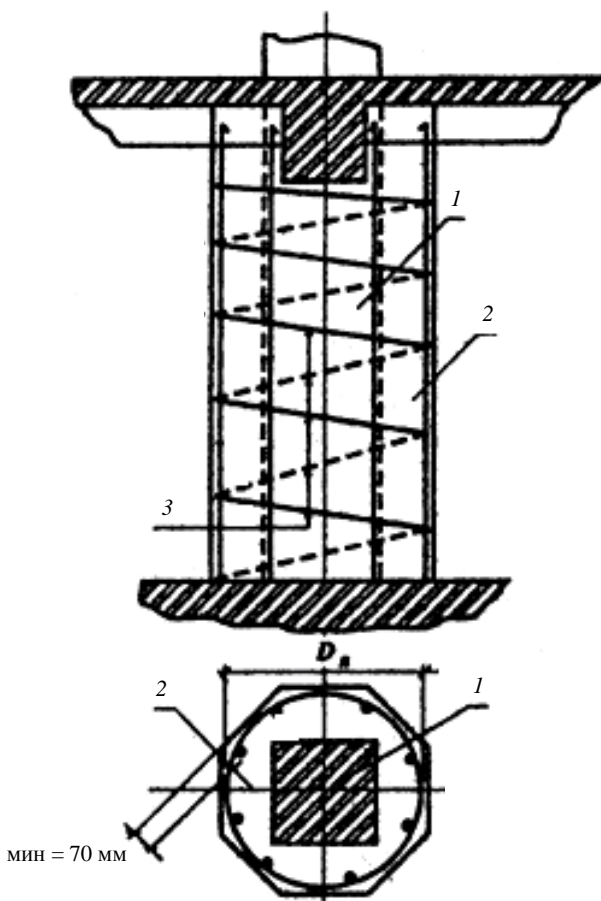


Рис. 3.15. Усиление колонны железобетонной обоймой со спиральной арматурой:

1 – усиливаемая колонна; 2 – обойма;

3 – поперечная арматура обоймы (спиральная арматура)

При конструировании обойм необходимо соблюдать следующие условия:

а) спирали в плане должны быть круглыми;

б) расстояния между витками спирали в осях должны быть не менее 40 мм, не более  $1/5$  диаметра сечения ядра обоймы, охваченного спиралью, и не более 100 мм; у опор и в других местах возможной концентрации напряжений это расстояние должно быть уменьшено вдвое;

в) спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

Железобетонные обоймы со спиральной обмоткой обладают повышенной несущей способностью при центральном сжатии.

Усиление изгибаемых элементов (ригелей, балок и т. п.) обоймами производится, если нельзя применять способ одностороннего наращивания, поскольку усиление изгибаемых элементов по всему периметру сечения трудоемко и нерационально с конструктивной точки зрения, рис. 3.16.

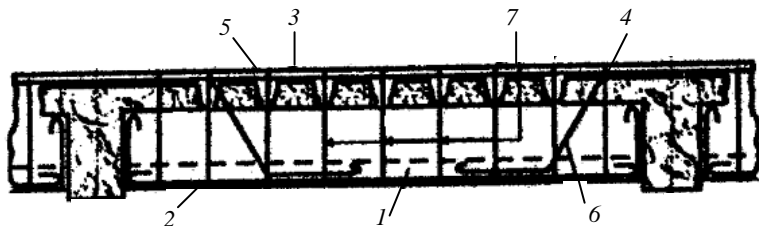


Рис. 3.16. Усиление монолитной балки железобетонной обоймой:

1 – усиливаемая балка; 2 – обойма; 3 – плита; 4 – отверстия в плите для пропуска хомутов и подачи бетона; 5 – монтажная арматура обоймы; 6 – наклонные стержни обоймы; 7 – рабочая арматура обоймы; 8 – хомуты обоймы

Минимальная толщина железобетонных обойм изгибаемых элементов принимается в зависимости от защитного слоя и диаметра продольной и поперечной арматуры и не превышает 100 мм.

При усилении изгибаемого элемента в составе монолитного ребристого перекрытия обоймой в последней пробиваются отверстия для пропуска хомутов и подачи бетонной смеси. При усилении перекрытия в целом бетонирование обойм для балок и набетонка плиты сверху производятся одновременно.

Обоймами может усиливаться не вся конструкция, а только ее часть. Усиление верхнего пояса стропильной балки производится



устройством железобетонной обоймы, включающей в совместную работу с верхним поясом балки ребер плиты покрытия и, следовательно, всего покрытия, рис. 3.17.

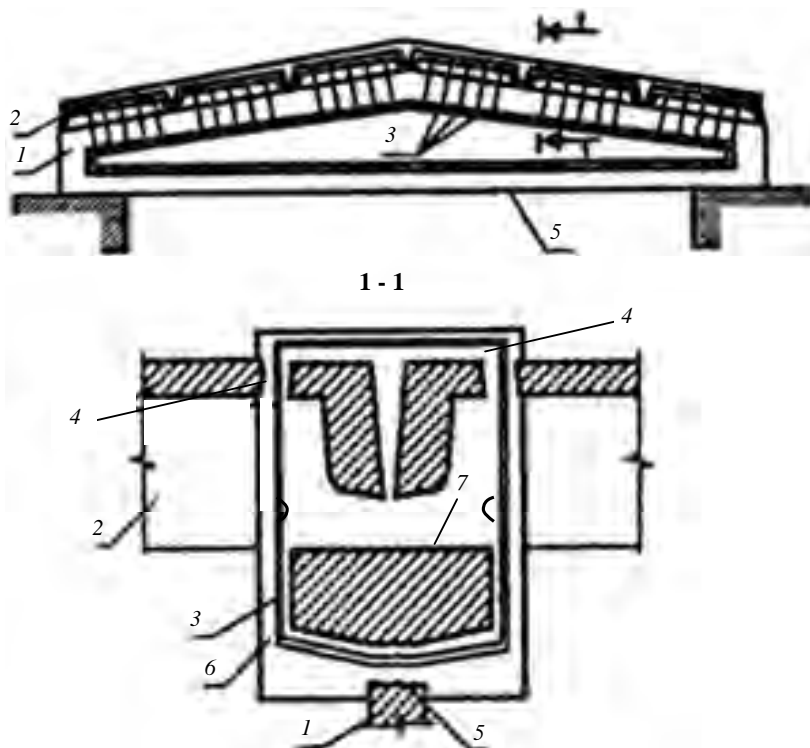


Рис. 3.17. Включение в совместную работу плит покрытия путем устройства железобетонных обойм:

- 1 – усиливаемая балка; 2 – плиты покрытия; 3 – хомуты из арматуры диаметром 10–14 мм; 4 – отверстия в полках плит для хомутов;
- 5 – отверстия в стене балки для хомутов; 6 – бетон обоймы;
- 7 – поверхность балки, подготовленная к бетонированию

### 3.6. Технология усиления рубашками и наращиваниями

Конструктивное решение, известное как рубашка, представляет собой не замкнутую с одной стороны обетонку. Рубашки рекомендуется применять в тех же случаях, что и обоймы, когда по каким-либо причинам нет возможности охватить усиливаемый элемент со

всех четырех сторон, например, колонна, примыкающая одной стороной к стене (рис. 3.18).

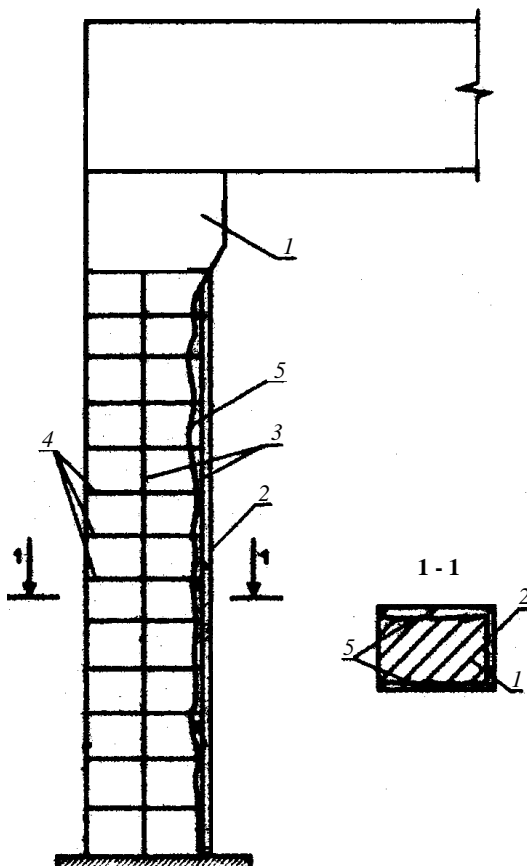


Рис. 3.18. Устройство железобетонной рубашки при усилении колонны:  
1 – усиливаемая колонна; 2 – железобетонная рубашка; 3 – продольная арматура;  
4 – хомуты; 5 – подготовленная поверхность колонны (насечка, зачистка)

Рубашки часто применяются при усилении монолитных балок ребристых перекрытий. При армировании рубашек отдельными стержнями дополнительная продольная арматура скобами приваривается к существующей.

Особое внимание рекомендуется уделять анкеровке поперечной арматуры по концам поперечного сечения рубашек. При усилении

колонн хомуты должны привариваться к арматуре усиливаемой колонны. При усилении монолитных балок ребристых перекрытий хомуты выводятся через плиту и заанкериваются с помощью продольных арматурных стержней (рис. 3.19).

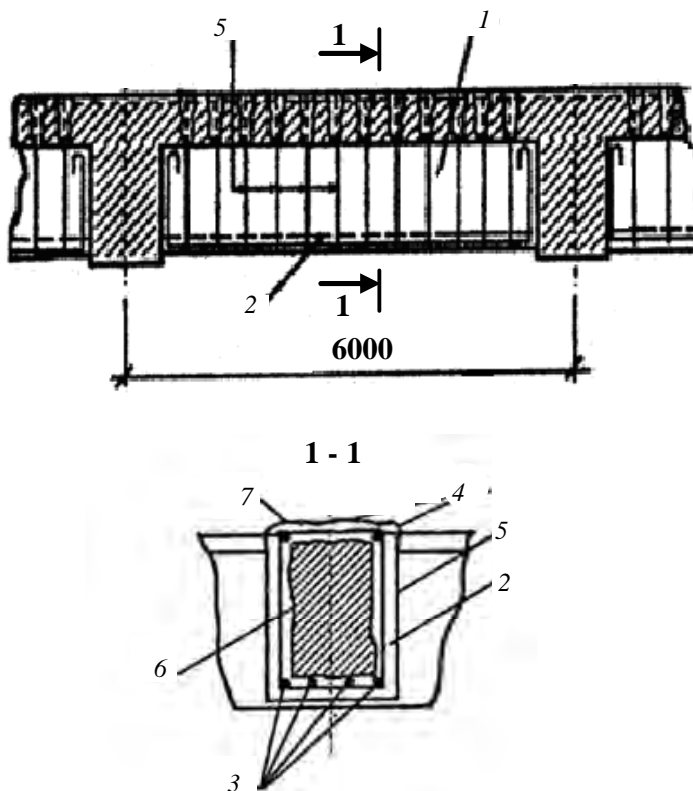


Рис. 3.19. Усиление монолитной балки железобетонной рубашкой:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – рубашка; 3 – рабочая арматура рубашки;  
 4 – монтажная арматура рубашки; 5 – хомуты; 6 – насечка; 7 – стяжка

При усилении изгибаемых элементов рекомендуется применять бетоны более пластичной консистенции, чем при усилении колонн.

Если рубашки устанавливаются только на поврежденных участках усиливаемых элементов, то их необходимо распространять на неповрежденные части не менее длины анкеровки продольной арматуры рубашки, не менее пяти толщин стенок рубашки, не менее

ширины грани или диаметра усиливаемого элемента и не менее 500 мм. При армировании рубашек рекомендуется не применять арматуру диаметром менее 3 мм для продольных стержней и сварных хомутов и 6 мм – для вязаных хомутов.

Как исключение, допускается устройство рубашки без вывода хомутов усиления через плиту перекрытия (рис. 3.20). В этом случае продольная арматура рубашки в ее верхней части должна помещаться в специальную штрабу, пробитую по боковой поверхности усиливаемой балки, или крепиться к арматуре. Особое значение в данном случае приобретает тщательная обработка поверхности усиливаемой балки, что необходимо для надежного «сцепления» старого бетона балки и «нового» бетона усиливающей рубашки.

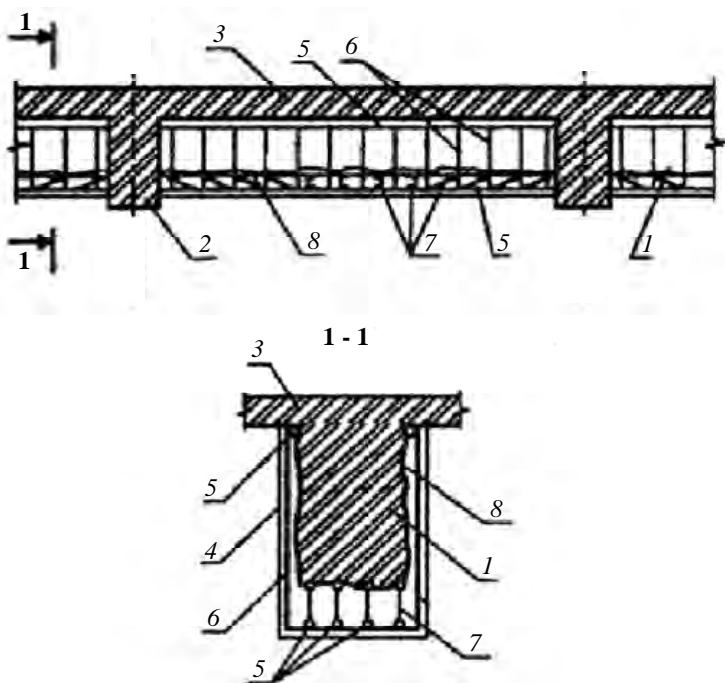


Рис. 3.20. Устройство железобетонной рубашки усиления балки без вывода хомутов через плиту перекрытия:

- 1 – усиливаемые второстепенные балки; 2 – главные балки; 3 – плита;  
4 – железобетонная рубашка; 5 – продольная арматура рубашки; 6 – хомуты рубашки; 7 – арматурные коротыши-отгибы, привариваемые к оголенной арматуре балок и арматуре рубашки; 8 – обработанная поверхность балок

Усиление наращиванием заключается в том, что усиливаемая конструкция увеличивается по высоте или ширине (снизу, с боков или сверху усиливаемого элемента). Характерной особенностью этого способа является восприятие касательных напряжений в плоскости контакта старого и нового бетона специальной дополнительной арматурой, привариваемой к арматуре усиливаемой конструкции, предварительно обнажаемой скалыванием защитного слоя в местах приварки. Это конструктивное решение применяется для усиления любых железобетонных конструкций, как монолитных, так и сборных. При наращивании рекомендуется применение арматурных стержней диаметром менее 10 мм. В ряде случаев для увеличения несущей способности усиливаемых элементов наращиванием достаточно лишь увеличить количество основной продольной арматуры, для чего рекомендуется сколоть защитный слой (не менее чем на 0,5 диаметра арматуры) и посредством параллельной приварки через коротыши из арматуры диаметром от 10 до 40 мм и длиной от 50 до 200 мм соединить дополнительную арматуру с существующей.

В растянутых зонах усиливаемых элементов коротыши размещаются на расстоянии 100–200 мм, в сжатых зонах – на расстояниях не более 500 мм и не более  $20d$  продольной арматуры усиления. После проведения сварочных работ взамен сколотого защитного слоя наносится новый в виде цементной штукатурки или торкретированием.

В этих случаях сечение усиливаемого элемента увеличивается незначительно в пределах от 20 до 80 мм. На рис. 3.21 приведен пример наращивания балки при увеличении несущей способности увеличением продольной растянутой арматуры.

Аналогично по своей сути усиление сборных ребристых плит покрытия при котором продольные ребра плиты наращиваются с целью установки дополнительной растянутой арматуры (рис. 3.22).

В случаях значительного наращивания сечения рекомендуется применять специально приваренные вертикальные и наклонные соединительные элементы. После проведения сварочных работ производятся подготовка поверхности и бетонирование наращиваемого сечения, которое принципиально не отличается от подобных работ при устройстве обойм и рубашек.

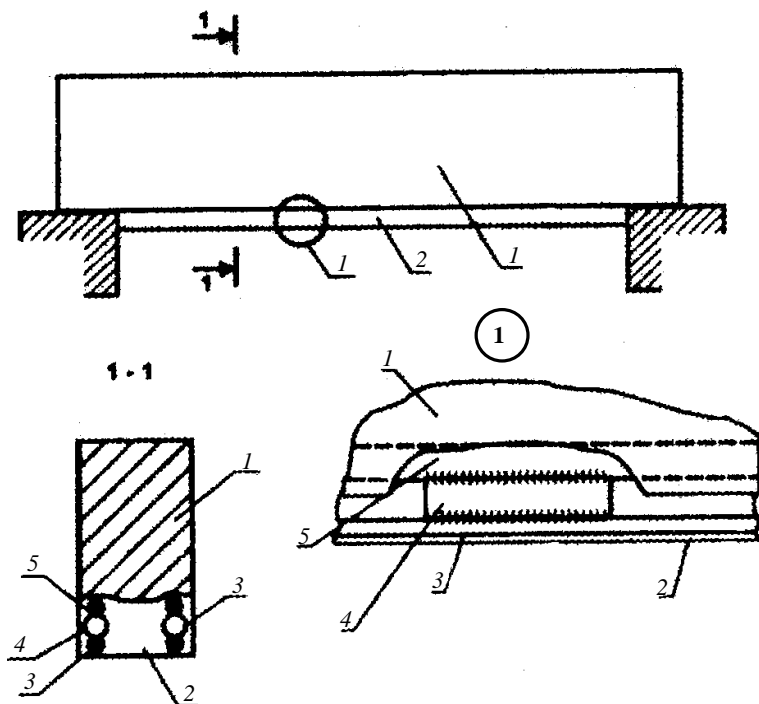


Рис. 3.21. Нарращивание балок снизу при незначительном увеличении их несущей способности:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – железобетонное наращивание; 3 – продольная арматура усиления; 4 – арматурные коротыши; 5 – оголенная арматура балки (участки с шагом через 1,0 м)

На рис. 3.23 проиллюстрировано усиление колонны наращиванием сечения, сущность метода несколько иная.

Пример усиления балок в растянутой зоне с использованием соединительных элементов приведен на рис. 3.24.

Сходным по своей сути с наращиванием балок в растянутой зоне является усиление сборных ребристых плит покрытия, приведенное на рис. 3.25.

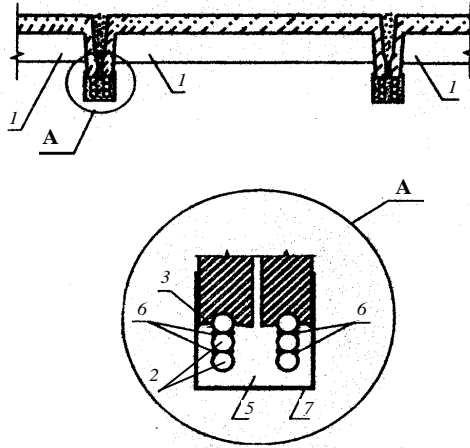


Рис. 3.22. Установка дополнительной рабочей арматуры:  
 1 – усиливаемые плиты; 2 – дополнительная арматура; 3 – арматура плит, оголенная на участках длиной 100 мм через 1,0 м по длине; 4 – арматурные коротышки длиной 80–100 мм; 5 – бетон или раствор; 6 – сварка; 7 – антикоррозийное лакокрасочное покрытие

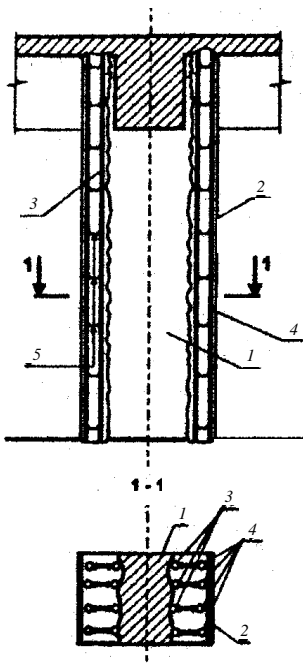


Рис. 3.23. Усиление колонны наращиванием сечения:  
 1 – усиливаемая колонна;  
 2 – одностороннее наращивание;  
 3 – арматура колонны;  
 4 – добавочная рабочая арматура;  
 5 – соединительные стержни на сварке

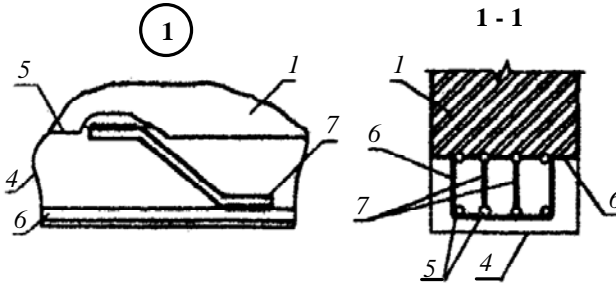
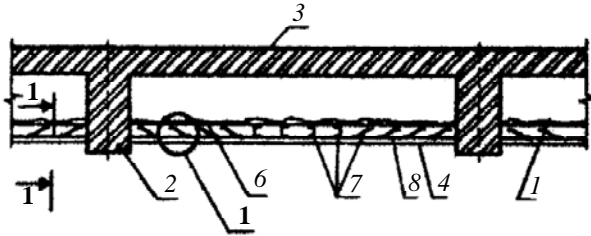


Рис. 3.24. Устройство железобетонного наращивания:  
 1 – усиливаемые второстепенные балки; 2 – главные балки; 3 – плита;  
 4 – железобетонное наращивание; 5 – продольная арматура наращивания;  
 6 – хомуты; 7 – арматурные коротыши-отгибы, привариваемые к оголенной  
 арматуре балки и арматуре наращивания; 8 – обработанная нижняя  
 поверхность балок

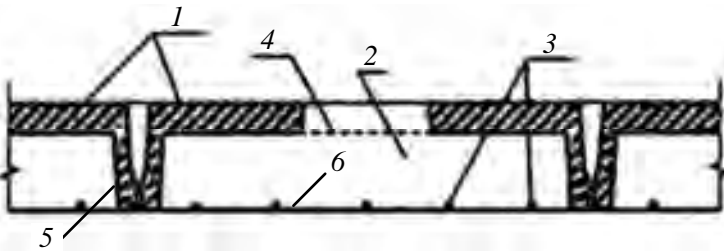


Рис. 3.25. Усиление сборных ребристых плит  
 при значительных их повреждениях:  
 1 – усиливаемые плиты; 2 – монолитный бетон; 3 – рабочая арматура усиления;  
 4 – вырубленные участки полок плит для укладки бетона; 5 – рабочая арматура  
 плиты; 6 – поперечная арматура усиления, привариваемая  
 к рабочей арматуре плиты



Также является наращиванием, но на ограниченной поверхности, усиление подведением ребер из монолитного железобетона (рис. 3.26).

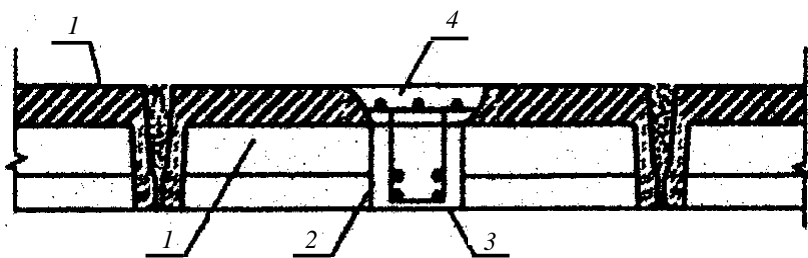


Рис. 3.26. Подведение ребер из монолитного железобетона:

- 1 – усиливаемые плиты; 2 – ребро из монолитного железобетона;  
3 – арматурный каркас ребра усиления; 4 – вырубленные проемы в полке плит (с сохранением сеток) для укладки бетона

При таком усилении необходимо обеспечить соединение рабочей арматуры плиты с арматурой усиления.

При усилении наращиванием со стороны сжатой грани изгибаемых элементов сцепление поверхностей основной конструкции и усиливающего наращивания обеспечивается за счет подготовки поверхности сцепления (насечка, удаление защитного слоя бетона и т. п.). Размеры и форма наращивания определяются в каждом случае особо, в соответствии с необходимым увеличением несущей способности. Так, иногда хватает незначительного увеличения толщины сжатой зоны (рис. 3.27).

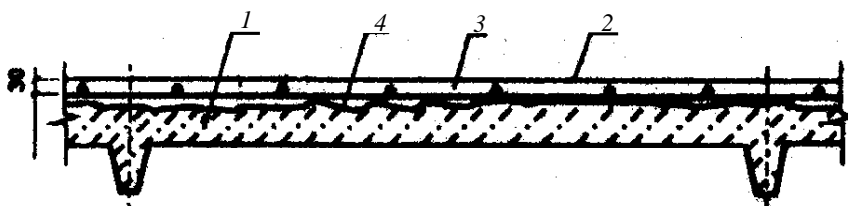


Рис. 3.27. Наращивание сверху монолитных плит при обеспечении сцепления поверхностей:

- 1 – усиливаемая плита; 2 – монолитный слой бетона; 3 – конструктивная арматура усиления; 4 – поверхность сцепления монолитного бетона с плитой

При значительном увеличении нагрузок эффективным оказывается наращивание балок в виде тавра (рис. 3.28).

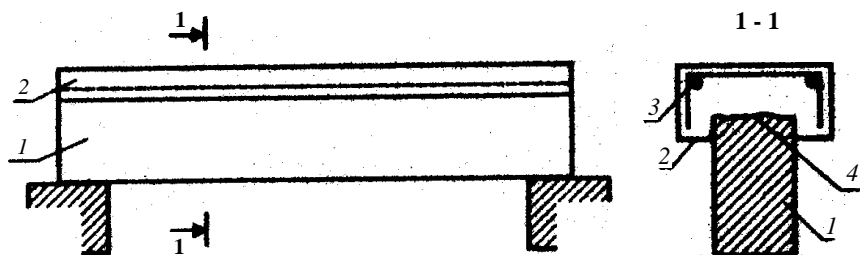


Рис. 3.28. Наращивание балок сверху:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – железобетонная рубашка усиления; 3 – арматура усиления; 4 – поверхность сцепления монолитного блока с балкой

Эффективным является конструктивное решение наращивания сверху в виде ребристой плиты (рис. 3.29).

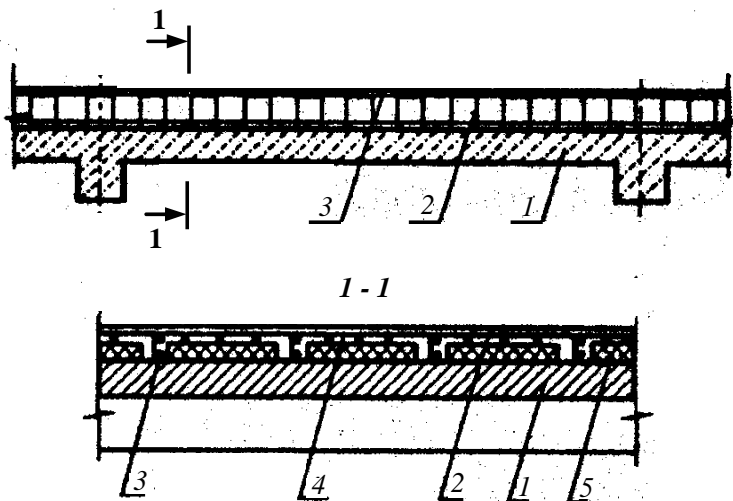


Рис. 3.29. Наращивание сверху в виде ребристой плиты:  
 1 – усиливаемая плита; 2 – монолитная ребристая плита наращивания;  
 3 – арматурные каркасы наращивания; 4 – арматурные сетки наращивания;  
 5 – пустотообразователь (пенопласт, пенополистерол и др.)

При недостаточном сцеплении поверхностей старого и нового бетонов необходимо предусматривать специальные конструктивные

решения для обеспечения совместности работы старого и нового бетонов. Это может быть сварное соединение арматуры усиления и рабочей арматуры усиливаемых конструкций, аналогичное рассмотренному при наращивании «снизу». Кроме этого могут быть предложены специальные способы:

- устройство железобетонных шпонок (рис. 3.30);
- усиление пустотных плит с бетонированием некоторых пустот с установкой в них арматурного каркаса (рис. 3.31);
- полное оголение арматуры сжатой зоны конструкции с последующим одновременным замоноличиванием ее и конструкции наращивания.

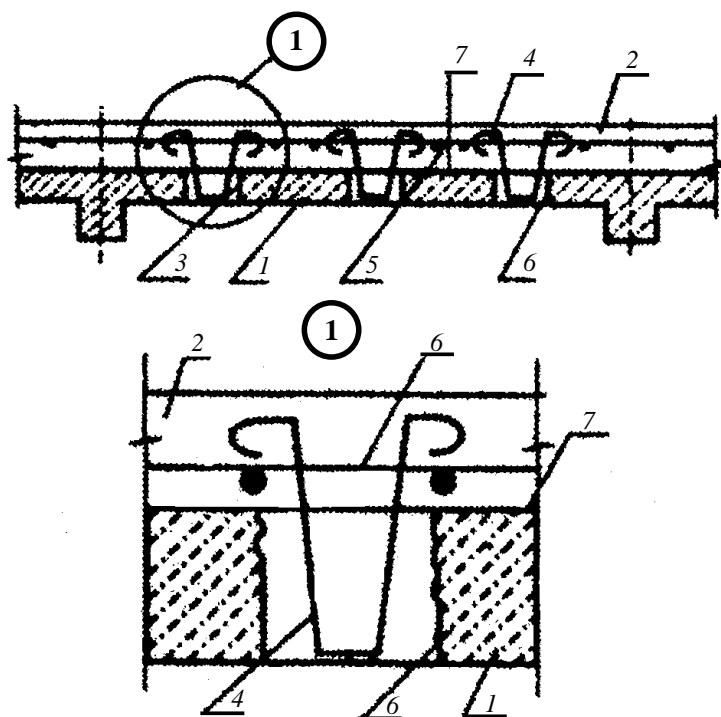


Рис. 3.30. Наращивание сверху с устройством железобетонных шпонок:  
 1 – усиливаемая плита; 2 – наращивание сверху; 3 – железобетонные шпонки;  
 4 – гнутые изделия из арматуры класса А-1; 5 – арматурная сетка наращивания;  
 6 – отверстия в усиливаемой плите 100 × 100 мм через 500–700 мм в шахматном порядке; 7 – поверхность усиливаемой плиты, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

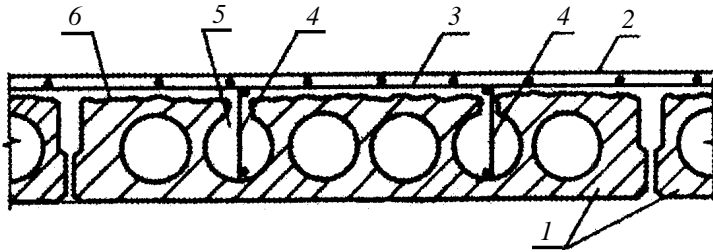


Рис. 3.31. Нарращивание пустотных плит сверху при недостаточном сцеплении поверхностей:

- 1 – усиливаемые плиты; 2 – монолитный слой бетона;  
 3 – конструктивная арматура усиления; 4 – арматурные каркасы усиления;  
 5 – вырубленные полки плит в местах установления каркасов;  
 6 – поверхность сцепления монолитного бетона с плитой

## Глава 4. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ. УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

### 4.1. Технология усиления железобетонных конструкций металлическими элементами

Наряду с железобетонными обоймами для усиления колонн могут быть рекомендованы металлические обоймы (рис. 4.1), составными частями которых являются стойки уголкового профиля, устанавливаемые по граням колонны, соединительные планки между ними и опорные подкладки из уголков или листового металла. Металлические обоймы рекомендуется применять в тех случаях, когда нельзя уменьшать габариты производственных помещений и требуется выполнить усиление в кратчайшие сроки.

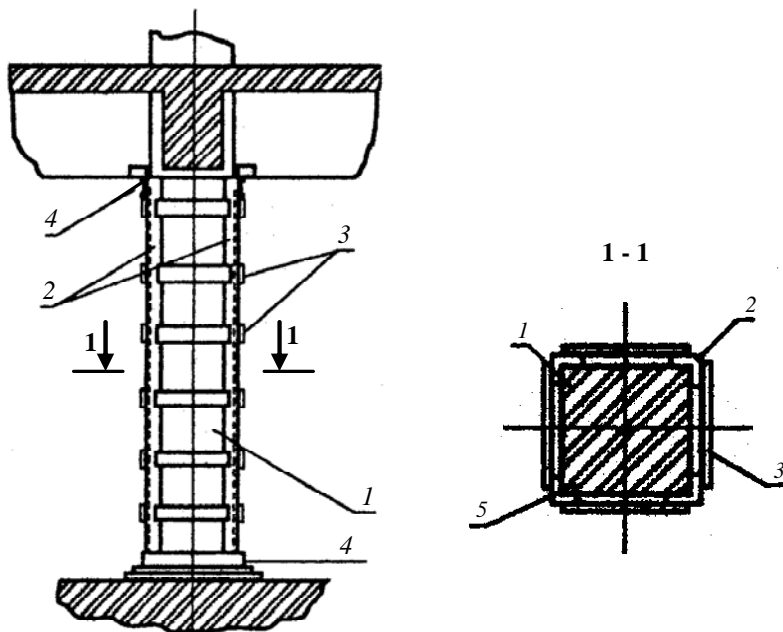


Рис. 4.1. Усиление колонны металлической обоймой:  
1 – усиливаемая колонна; 2 – стойки уголка; 3 – соединительные планки;  
4 – подкладки; 5 – зачеканка цементным раствором

При устройстве металлических обойм обязательными условиями являются плотное примыкание металлических стоек к граням усиливаемой колонны и их вертикальность. Для этого поверхность бетона в месте примыкания стоек рекомендуется выравнивать сколом неровностей и зачеканкой цементным раствором. Эффективность усиления зависит от примыкания по торцам металлических стоек. Включение металлических обойм в совместную работу может осуществляться с помощью специальных приспособлений. Варианты подобного приспособления представлены на рис. 4.2 и 4.3.

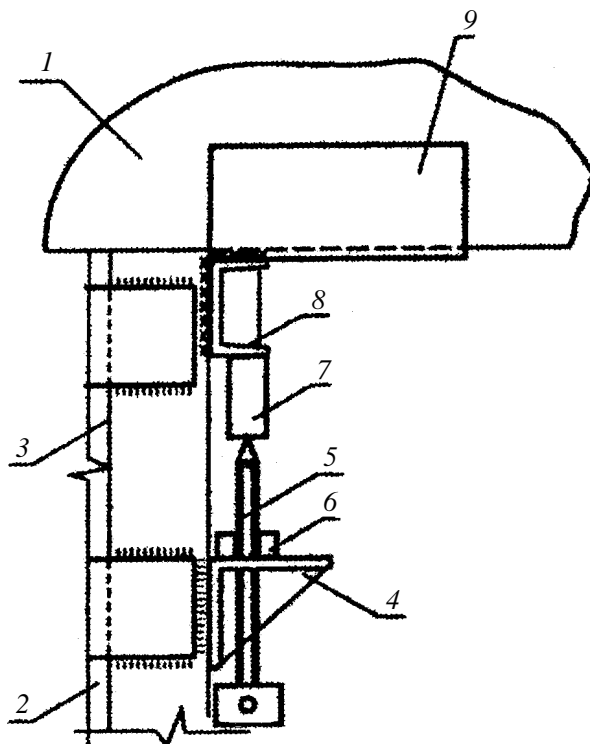


Рис. 4.2. Установка распорного элемента в виде натяжного винта:  
 1 – усиливаемая конструкция; 2 – колонна; 3 – обойма колонны;  
 4 – столик (после усиления снимают); 5 – натяжной винт; 6 – гайка;  
 7 – динамометр; 8 – прокладка; 9 – упорный элемент (после создания  
 предварительного напряжения его необходимо приварить  
 к обойме и прокладке)

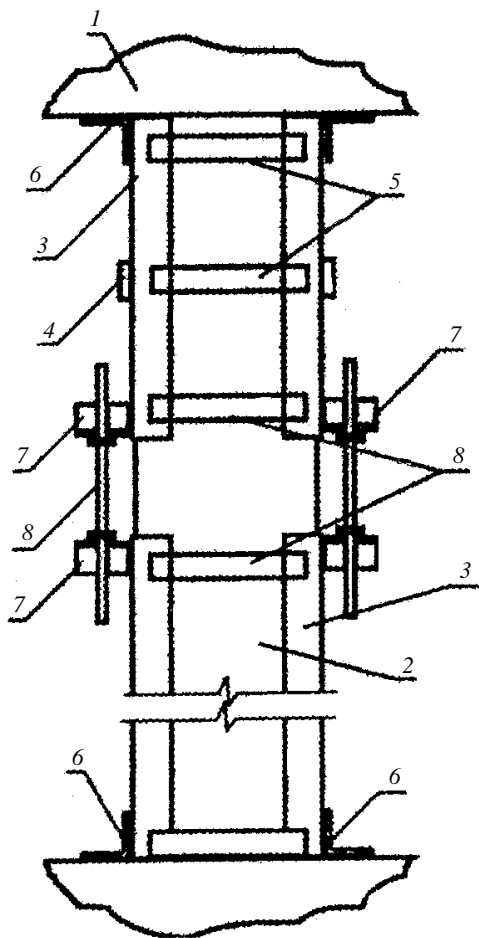


Рис. 4.3. Установка распорных болтов на составных металлических обоймах:  
 1 – балка; 2 – колонна; 3 – уголки обоймы (составные по высоте); 4 – накладки, устанавливаемые до усиления; 5 – накладки, устанавливаемые после усиления (до усиления стоят монтажные стяжки); 6 – опорные уголки; 7 – накладки из уголков с гайками в месте стыка обойм; 8 – распорные болты

Известны и другие способы включения в совместную работу обойм усиления. Например, можно предварительно (перед закреплением в проектное положение) сжать стойки обойм. Это осуществляется металлическими тяжами с контролем обжатия обоймы. После приварки обоймы к опорным частям, закрепленным на существующих (усиливаемых) конструкциях, тяжи снимаются (рис. 4.4).

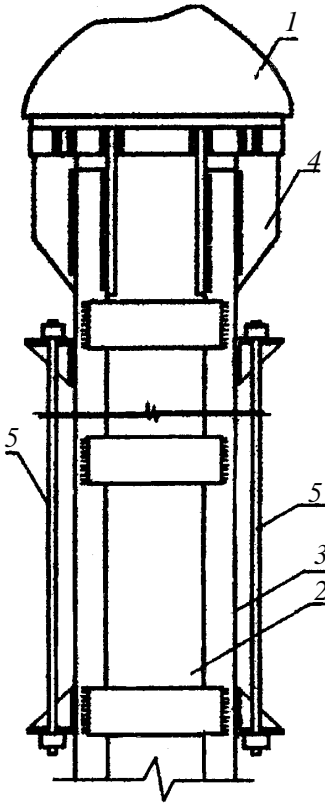


Рис. 4.4. Установка предварительно напряженных элементов усиления:  
 1 – балка; 2 – колонна; 3 – металлическая обойма; 4 – опорная часть обоймы;  
 5 – металлические тяжи для предварительного обжатия обоймы (усилие обжатия контролируется динамометрическим ключом, обойму приваривают к верхней и нижней опорным частям и снимают тяжи)

Эффективность усиления металлической обоймой значительно возрастает, если пояса вокруг колонны, образованные соединительными планками, выполнить предварительно напряженными. Напряженное состояние металлических поясов рекомендуется создавать следующим образом: соединительные планки каждого из поясов устанавливают на одном уровне и одной стороной приваривают к стойкам; затем приступают к замыканию среднего по высоте колонны пояса, для чего соединительные планки двух противоположных граней нагревают до температуры 100 °С и приваривают к стойкам в нагретом состоянии; аналогично поступают с планками смежных граней. Таким же образом замыкают остальные пояса обоймы. По мере остывания нагретых соединительных пленок усиливаемая колонна подвергается обжатию металлическими поясами. Кроме обжим,



охватывающих сжатый элемент со всех сторон, применяются боковые и приставные разгружающие элементы (рис. 4.5 и 4.6). Указанные элементы используются для усиления колонн и установки обойм для усиления.

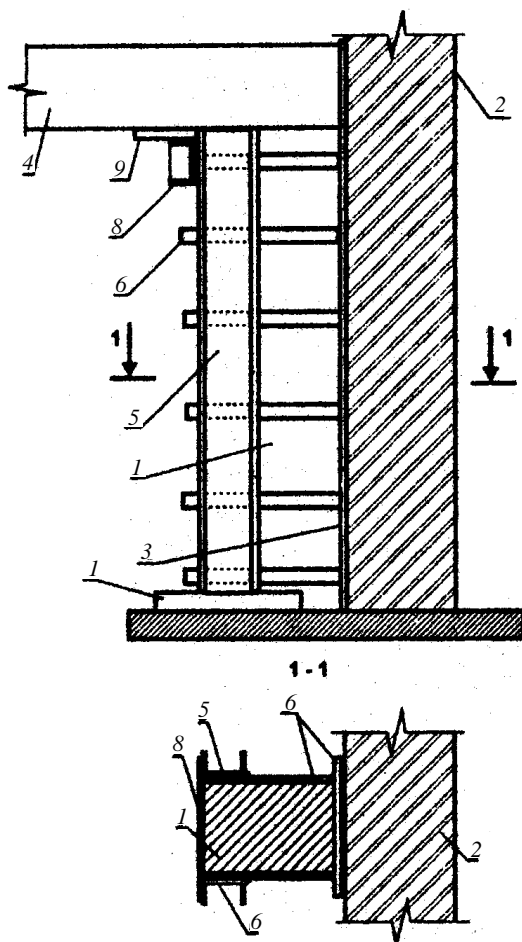


Рис. 4.5. Установка боковых разгружающих элементов:  
 1 – усиливаемая колонна; 2 – стена; 3 – зазор между стеной и колонной;  
 4 – балка покрытия; 5 – боковые разгружающие элементы из швеллера;  
 6 – соединительные планки; 7 – опорная пластина, установленная на подливку  
 из раствора; 8 – перемычка-опора из швеллера с ребрами жесткости;  
 9 – пластины-клинья для включения разгружающих элементов в работу

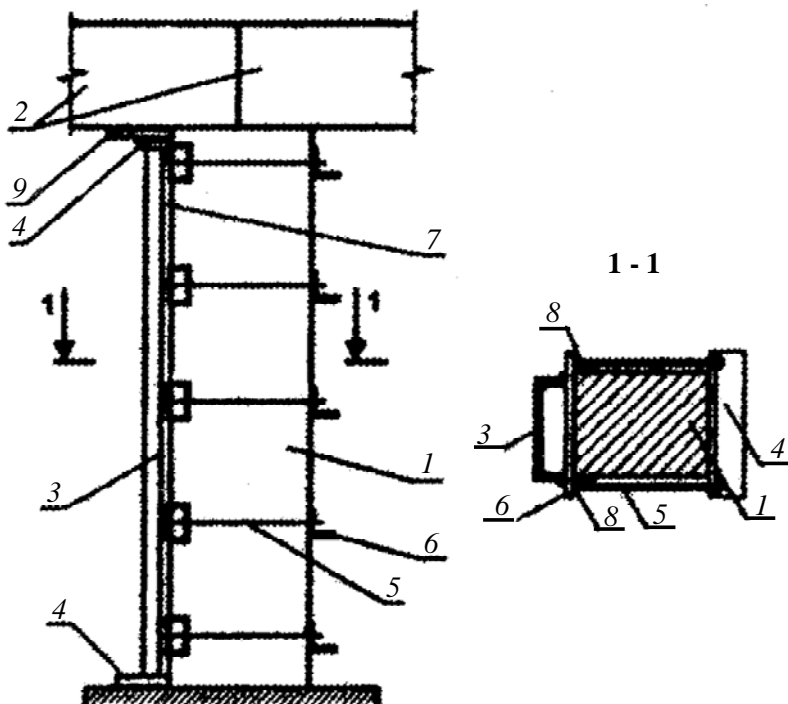


Рис. 4.6. Установка приставных разгружающих стоек:

- 1 – усиливаемая колонна; 2 – балки покрытия;
- 3 – приставная разгружающая стойка из швеллера;
- 4 – опорные пластины; 5 – стяжные болты; 6 – уголок-шайба;
- 7 – лист стяжного хомута; 8 – упорный уголок стяжного хомута;
- 9 – пластины-клинья для включения разгружающих стоек в работу

В случаях усиления центрально- и внецентренно сжатых колонн под нагрузкой, как весьма эффективный и сравнительно простой способ, рекомендуется устройство предварительно напряженных металлических распорок, представляющих собой конструкцию типа металлических обойм с напряженными стойками. Распорки могут быть двусторонними и односторонними (рис. 4.7 и 4.8).

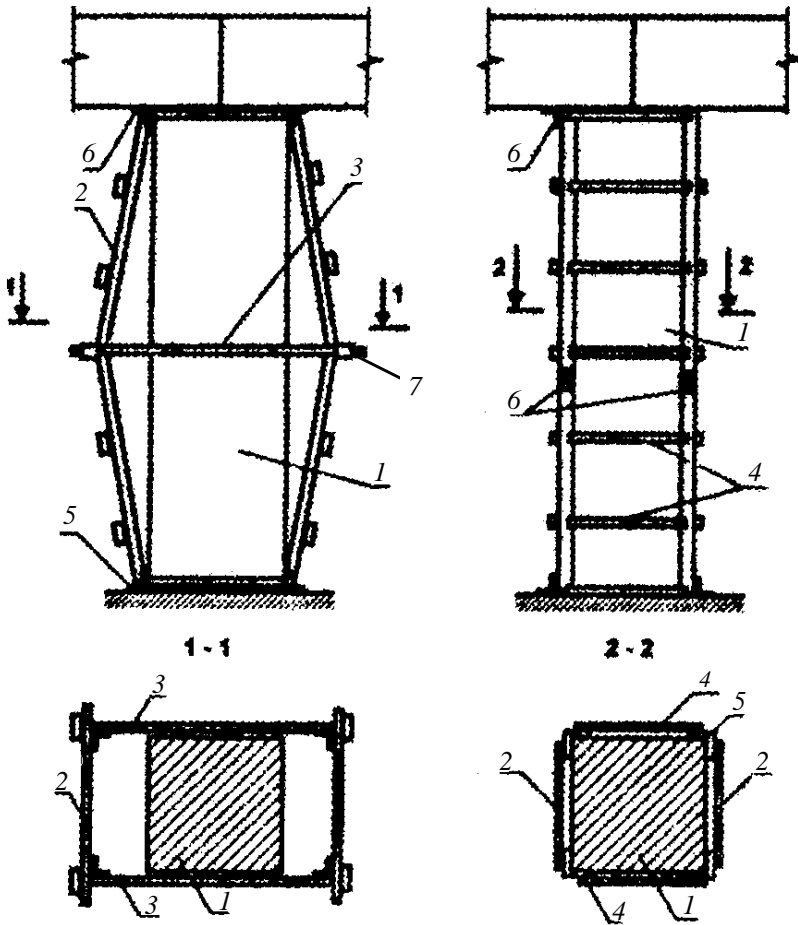


Рис. 4.7. Установка двусторонних распорок:  
 1 – усиливаемая колонна; 2 – распорки из уголков и планок;  
 3 – натяжные монтажные болты; 4 – соединительные планки,  
 привариваемые после установки распорок; 5 – упорные элементы;  
 6 – накладки, наваренные на места выреза полок уголков распорок;  
 7 – крепежный монтажный болт

Первые применяются для увеличения несущей способности центрально-сжатых и внецентренно сжатых колонн с двузначными моментами элементов, а вторые – для увеличения несущей способности внецентренно сжатых элементов с большими и малыми эксцентри-

ситетами. Конструкция распорки состоит из двух уголков, связанных между собой приваренными соединительными планками из листового металла. Вверху и внизу каждого уголка распорки необходимо приварить специальные планки, посредством которых распорка передает нагрузки при монтаже, натяжении и эксплуатации на упорные уголки. Упорные уголки устанавливаются на элементах конструкций (ригелях, балках, обрезах фундаментов и т. п.), непосредственно примыкающих к усиливаемым колоннам. Внутренние плоскости полок этих уголков должны быть заделаны с наружными боковыми поверхностями усиливаемых колонн. При их установке рекомендуется скалывать защитный слой и предварительно укладывать слой цементного раствора. Установка уголков производится строго горизонтально. Упорные планки распорок выполняются из полосовой или листовой стали и должны быть не толще 15 мм, а по площади соответствовать сечению распорок. Планки должны выступать за грани уголков распорок на 100–120 мм и в выступах иметь отверстия для пропуска монтажных болтов. Монтаж распорок производится с их перегибом в середине высоты. Для осуществления перегиба в боковых полках уголков необходимо предусматривать вырезы. Площадь поперечного сечения распорок в этих местах возмещается приваркой специальных планок, которые одновременно используются для установки натяжных болтов.

Для создания предварительного напряжения сжатия распорки необходимо выпрямить после их монтажа, т. е. придать им вертикальное положение и обеспечить плотное прилегание к усиливаемой колонне. Достигается это посредством закручивания гаек натяжных болтов.

После выпрямления двусторонних распорок и включения их в совместную работу с усиливаемой колонной их необходимо объединить в единую систему приваркой планок по свободным боковым граням (см. рис. 4.7). В случае односторонних распорок связь с усиливаемой колонной достигается установкой крепежных уголков, скрепленных планками между собой и с распоркой на сварке (рис. 4.8). После приварки всех планок натяжные и крепежные монтажные болты необходимо снять, а в месте перегиба распорок приварить дополнительные накладки. Оптимальную величину предварительного напряжения распорок рекомендуется принимать равной 40–70 МПа.

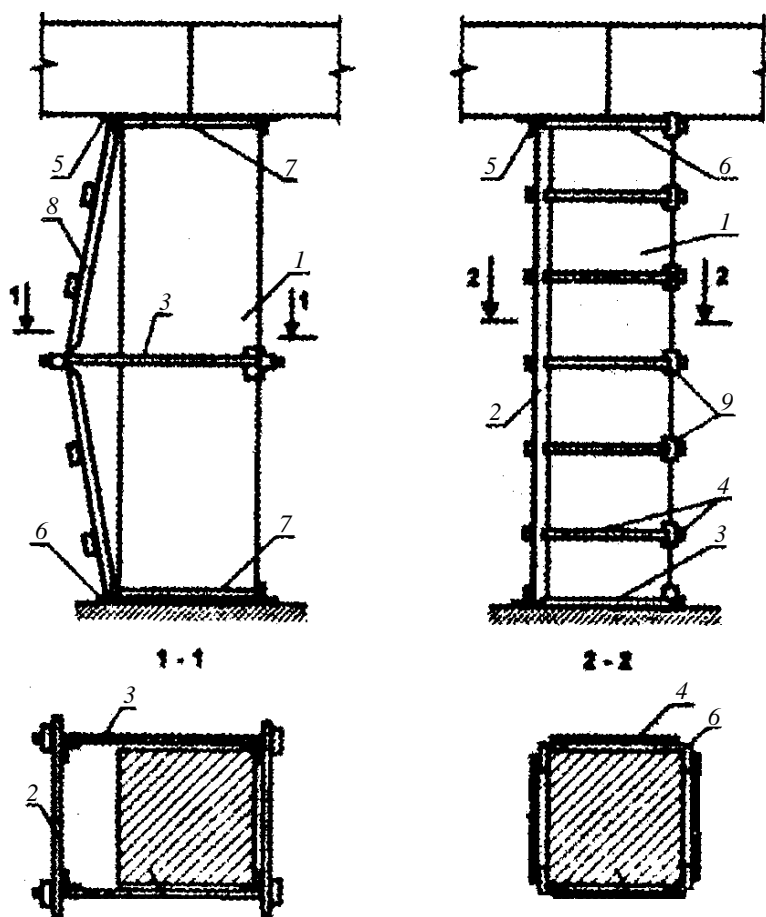


Рис. 4.8. Установка односторонних распорок:

- 1 – усиливаемая колонна; 2 – распорки из уголков и планок; 3 – натяжные монтажные болты; 4 – соединительные планки, привариваемые после установки распорки; 5 – упорные уголки; 6 – крепежные уголки; 7 – крепежные монтажные болты; 8 – крепежные стержни, устанавливаемые взамен монтажных болтов; 9 – вырез в боковой полке уголка в месте его перегиба при монтаже (после установки в проектное положение заварить накладкой)

Аналогично колоннам металлическими обоймами, двусторонними или односторонними распорками усиливаются и другие сжатые элементы, сжатые элементы ферм. Усиление центрально- и вне-центрально сжатых отдельных элементов ферм, усилия в которых

к моменту усиления меньше усилий, соответствующих исчерпанию несущей способности, рекомендуется осуществлять металлическими обоймами (рис. 4.9, *а*). Обоймы устанавливаются по всей длине усиливаемого элемента. Включение в работу обойм обеспечивается за счет распора, возникающего в ветвях при деформации усиливаемого элемента от нагрузки, прикладываемой после усиления. Ветви обоймы должны упираться в узлы фермы через специальные упорные элементы из отрезков профильной стали, установленные на бетонную поверхность на выравнивающий слой раствора или без него.

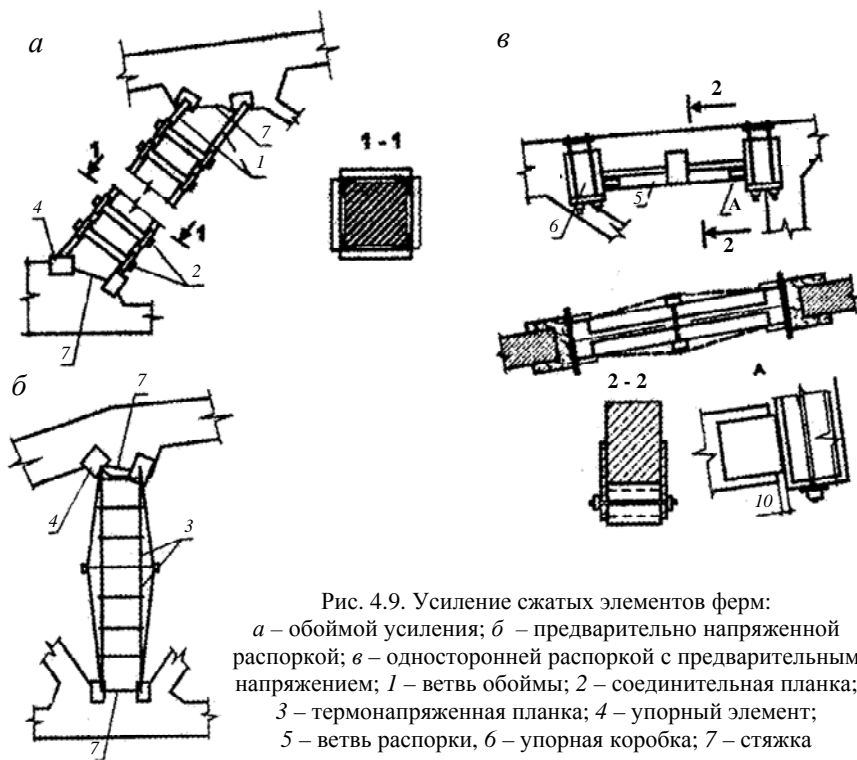


Рис. 4.9. Усиление сжатых элементов ферм:  
*а* – обоймой усиления; *б* – предварительно напряженной распоркой; *в* – односторонней распоркой с предварительно напряжением; 1 – ветвь обоймы; 2 – соединительная планка; 3 – термонапряженная планка; 4 – упорный элемент; 5 – ветвь распорки; 6 – упорная коробка; 7 – стяжка

Для усиления центрально- и внецентренно сжатых отдельных элементов ферм, если несущая способность этих элементов близка к исчерпанию, а также в случаях, когда необходима их разгрузка, рекомендуется применение предварительно напряженных распорок. Распорки могут выполняться двусторонними (рис. 4.9, *б*) и односторонними (рис. 4.9, *в*).

Конструкция и способ включения в работу двусторонних распорок аналогичны приведенным выше, но упорное устройство распорок ферм имеет отличия от упорного устройства колонн (см. рис. 4.7 и 4.8).

Односторонние распорки упираются в специальные упорные коробки из листового металла, установленные в узлах фермы и соединенные с ней стяжными болтами.

Для усиления целиком сжатых поясов ферм также используются металлические обоймы, но, как правило, при этом требуется и усиление растянутого пояса, что может быть выполнено затяжкой.

#### 4.2. Технология усиления железобетонных изгибаемых конструкций и их растянутых элементов предварительно напряженными затяжками

При усилении железобетонных балок затяжки, выполняемые из арматурной стали, называют дополнительной предварительно напряженной арматурой. Применяются как горизонтальная, так и шпренгельная добавочная арматура (рис. 4.10, 4.11).

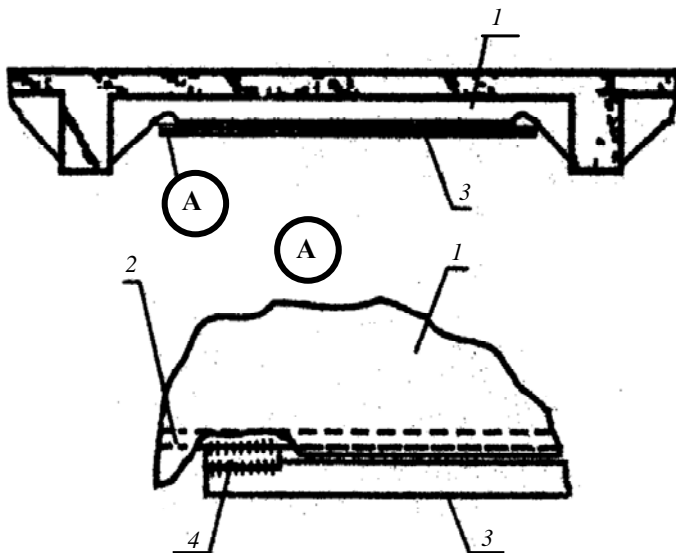


Рис. 4.10. Усиление балки дополнительной, предварительно напряженной арматурой:  
1 – усиливаемая балка; 2 – арматура балки; 3 – дополнительная, предварительно напряженная арматура; 4 – коротыш

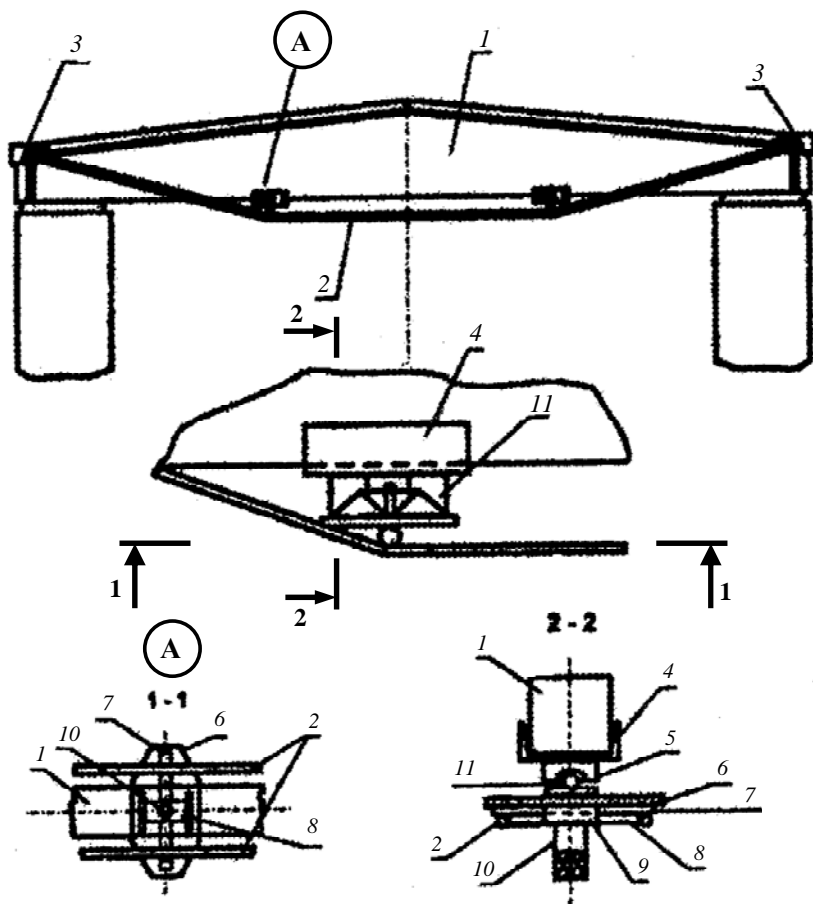


Рис. 4.11. Усиление сборной балки покрытия шпренгелем:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – шпренгель; 3 – анкерное устройство; 4 – опорный швеллер; 5 – подкладка с шаровым гнездом; 6 – опорный лист; 7 – прокладка из круглых стержней; 8 – квадратная подкладка; 9 – гайка, вваренная в опорный лист; 10 – натяжной винт; 11 – пакет металлических прокладок

Возможна установка горизонтальной и шпренгельной арматуры одновременно. В результате установки дополнительной предварительно напряженной арматуры меняется напряженно-деформированное состояние усиливаемых балок. Предварительное напряжение включает дополнительную арматуру в совместную работу с усиливаемой балкой, которая может рассматриваться как изгиба-



емая конструкция с увеличенной площадью арматуры, дополнительная часть которой не имеет сцепления с бетоном, и с изменившейся рабочей высотой.

Способ усиления установкой дополнительной предварительно напряженной арматуры имеет несколько разновидностей, которые отличаются друг от друга анкерровкой дополнительной арматуры и способом ее натяжения.

Натяжение дополнительной арматуры может производиться механическим или электромеханическим способами.

При механическом способе натяжение напрягаемой арматуры производится при помощи домкратов, динамометрических ключей, натяжных болтов, стяжных хомутов, притягивающих тяжи друг к другу (рис. 4.12–4.15), а также специальных усиливаемых устройств или устройств рычажного типа.

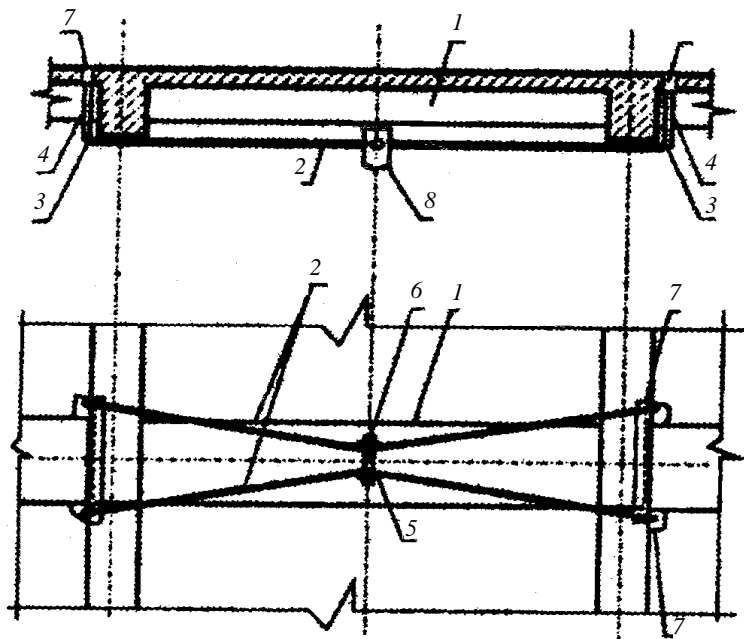


Рис. 4.12. Усиление балки дополнительной предварительно напряженной арматурой (горизонтальные затяжки):  
1 – усиливаемая балка; 2 – горизонтальные затяжки; 3 – уголок анкера;  
4 – вертикальные стержни анкера; 5 – натяжной болт; 6 – шайба;  
7 – отверстие, заделываемое после установки анкера

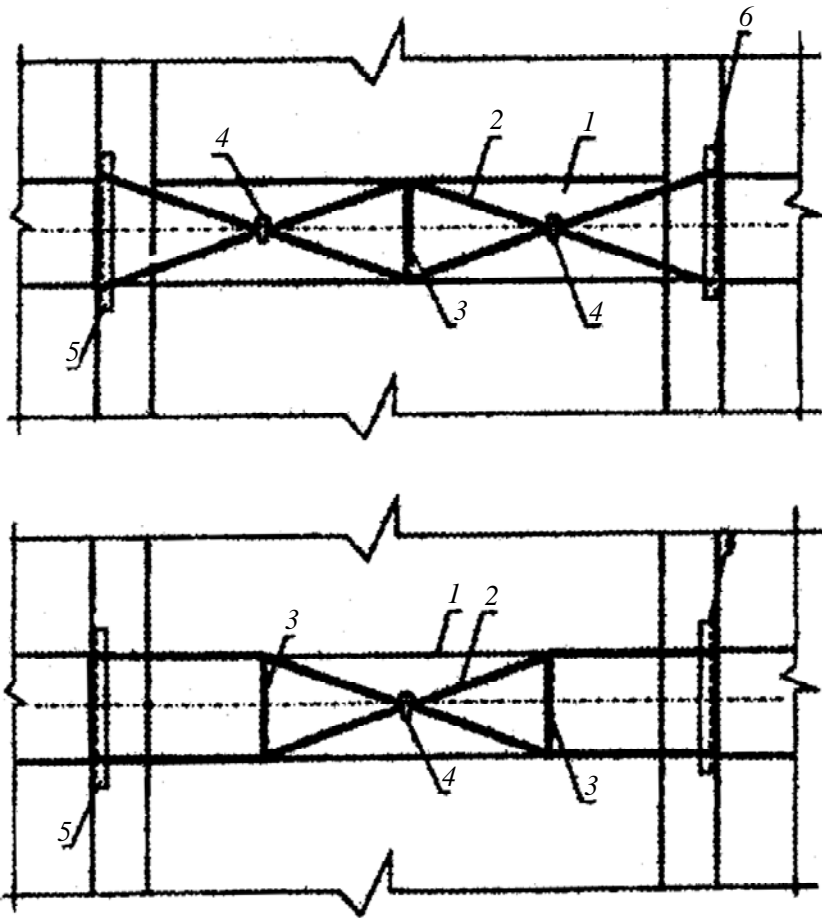


Рис. 4.13. Усиление балки дополнительной предварительно напряженной арматурой с промежуточными распорками:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – затяжка; 3 – промежуточные распорки;  
 4 – натяжной болт; 5 – анкерное устройство

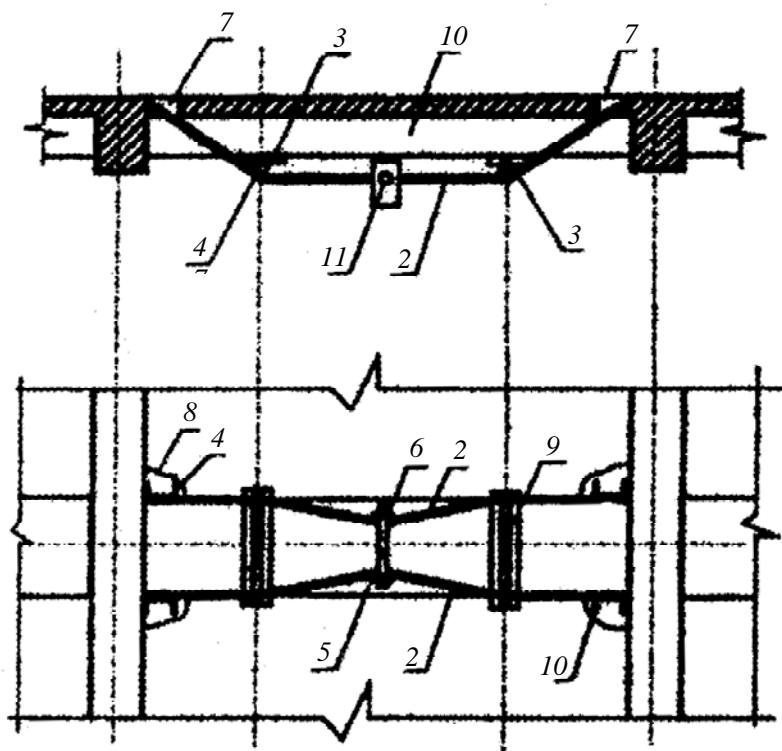


Рис. 4.14. Усиление балки дополнительной предварительно напряженной арматурой (комбинированные затяжки):

1 – усиливаемая балка; 2 – горизонтальные затяжки; 3 – шпренгельные затяжки; 4 – подкладка; 5 – промежуточная распорка; 6 – уголок анкера горизонтальных затяжек; 7 – вертикальные анкерные стержни; 8 – натяжной болт; 9 – шайба; 10 – швеллер анкера шпренгельных затяжек; 11 – отверстие, заделываемое после установки анкера

Одним из способов закрепления дополнительной арматуры, когда анкерные устройства нельзя разместить на торцах балки, является их приварка к существующей арматуре (см. рис. 4.10). В этих случаях защитный слой скалывают на небольших участках в приопорных зонах, т. е. там, где напряжения в арматуре усиливаемой балки незначительны. К обнаженной рабочей арматуре необходимо

приварить коротыши, диаметр которых несколько больше толщины защитного слоя, при этом не следует нарушать стержни поперечного армирования или хомуты. К коротышам приваривают арматурные стержни усиления. Натяжение в данном случае производят термическим способом. Стержни усиления устанавливают в проектном положении при помощи временных подвесок, количество которых следует назначать для исключения провисания под действием собственного веса. Стержни должны быть максимально прямолинейными. Один конец стержня приваривают к коротышу, а второй остается свободным. Стержень включают в электрическую цепь и нагревают до расчетной температуры. Свободный конец прижимают к коротышу и приваривают. В процессе сварки до полного остывания шва необходимо поддерживать постоянную расчетную температуру. Для предотвращения выпучивания продольной арматуры в местах приварки дополнительной напряженной арматуры коротыши располагают рядом с одним из хомутов со стороны пролета.

На рис. 4.15 также приведено усиление балки с закреплением дополнительной арматуры, стержень приварен к существующей арматуре. Однако в отличие от предыдущего примера натяжение создается механическим способом – закручиванием динамометрическим ключом гайки натяжного устройства.

В отдельную группу усиления дополнительной арматурой могут быть объединены отмеченные выше затяжки, напрягаемые посредством взаимного стягивания двух или четырех стержней специальными стяжными болтами (см. рис. 4.12–4.14). Стяжные болты должны иметь вид хомута с двумя нарезными концами и общей шайбой. Натяжение производится одновременным подтягиванием гаек на обоих концах этого хомута (см. рис. 4.12, 4.13).

Натяжение посредством взаимного стягивания не вызывает сложностей и не требует значительных усилий, поскольку напряжения в стяжных болтах (хомутах) в 7–10 раз меньше напряжений в стягиваемых дополнительных стержнях. Данный способ позволяет создать равномерные усилия во всех стягиваемых стержнях (двух или четырех), т. е. обеспечивает их саморегулирование. Стягивание может производиться одним стяжным болтом или двумя, с промежуточными распорками или без них.

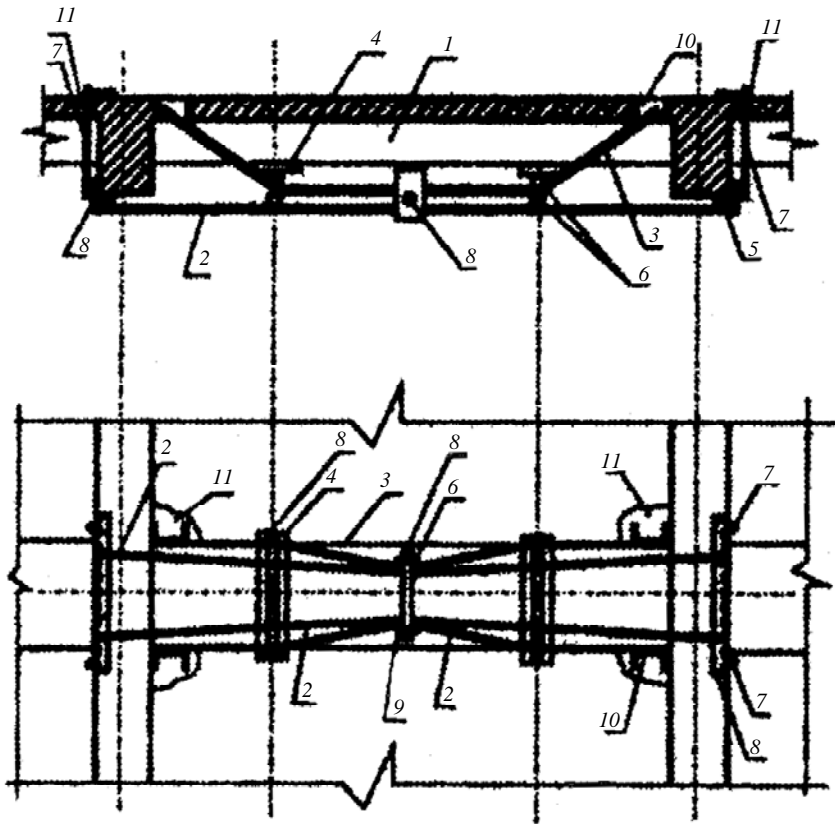


Рис. 4.15. Усиление балки дополнительной предварительно напряженной арматурой (комбинированные затяжки):

- 1 – усиливаемая балка; 2 – горизонтальные затяжки; 3 – шпренгельные затяжки; 4 – подкладка; 5 – промежуточная распорка; 6 – уголок анкера горизонтальных затяжек; 7 – вертикальные анкерные стержни; 8 – натяжной болт; 9 – шайба; 10 – швеллер анкера шпренгельных затяжек; 11 – отверстие, заделываемое после установки анкера

Аналогично производится усиление шпренгельной предварительно напряженной арматурой (см. рис. 4.13). На рис. 4.16 приведено усиление балки комбинированной затяжкой.

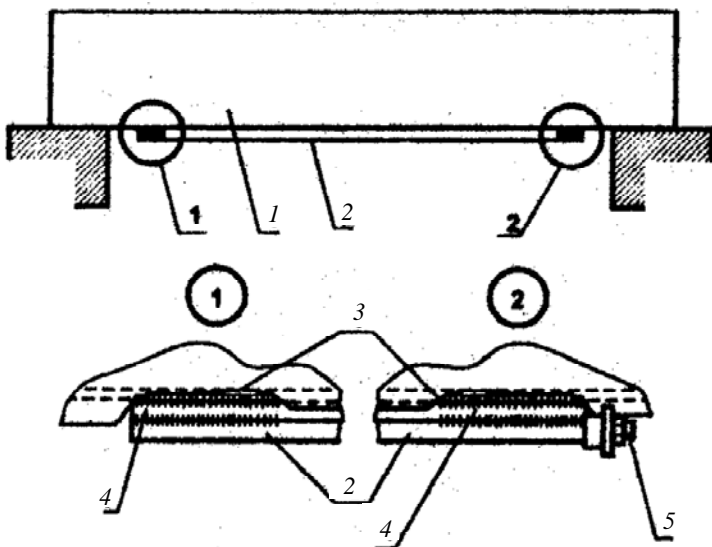


Рис. 4.16. Установка затяжек из арматурной стали:  
 1 – усиливаемая балка; 2 – предварительно напряженная затяжка  
 из арматурной стали; 3 – оголенная (обычная) арматура балки;  
 4 – арматурные коротышки; 5 – натяжное устройство

Выше были приведены примеры усиления, в которых затяжка располагается под конструкцией (балкой). Возможны конструктивные решения, при которых предварительно напряженная арматура располагается в нижней части конструкции (в нижней части балки и нижнего пояса фермы) у боковых поверхностей.

В обоих случаях перемещение дополнительной арматуры усиления должно происходить одновременно с усиливаемым элементом. Для этого необходимо предусматривать соединительные элементы (соединительные прокладки или подвески), рис. 4.17.

Для усиления ферм широко применяются затяжки из арматурной стали, напрягаемые посредством взаимного стягивания пар стержней стяжными устройствами (болтами), или «прямолинейные» затяжки, напрягаемые муфтами натяжения и стяжными гайками. При этом возможно усиление как всей фермы в целом, так и усиление растянутого пояса или отдельных растянутых элементов решетки фермы.

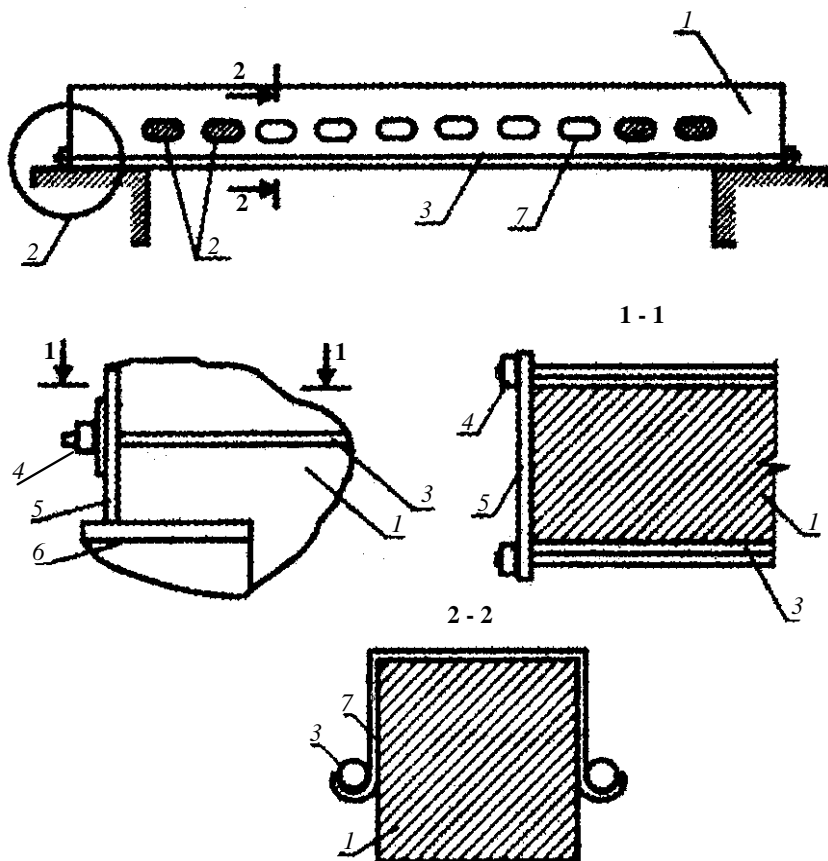


Рис. 4.17. Установка предварительно напряженных затяжек и заполнение отверстий бетоном:

- 1 – усиливаемая балка; 2 – отверстия, заполняемые бетоном класса С45/55;  
 3 – предварительно напряженная затяжка диаметром 25–40 мм;  
 4 – гайки для натяжения; 5 – торцевой упорный лист;  
 6 – закладная деталь опоры; 7 – подвески

Сквозное усиление растянутых поясов ферм рекомендуется выполнять установкой предварительно напряженных затяжек. Анкеровка стержней сквозных затяжек должна выполняться на опорных узлах в торцах ферм. В промежуточных узлах положение стержней затяжек (после предварительного напряжения) должно быть зафиксировано с помощью специальных хомутов-фиксаторов на сварке.

### 4.3. Технология усиления металлических конструкций

При обследовании металлических конструкций особо важно выявить параметры несущих конструкций, конструктивную схему здания и действующие постоянные и временные нагрузки.

В ходе изготовления конструкций на заводе из-за отсутствия предусмотренных проектным решением типоразмеров профилей проката зачастую выполняются замены и возможны случаи, когда несущая способность элемента уменьшается. На стадии монтажа конструкций имеют место многочисленные отклонения от проектных решений.

Важным моментом является определение особенностей эксплуатации: нагрузки, режим работы технологического оборудования, агрессивность внутрицеховой среды и т. д. Особое внимание должно быть уделено определению собственного веса покрытия кровли, поскольку в ходе возведения и ремонтов часто допускаются отклонения от проекта, приводящие к существенному утяжелению конструкции. В ходе эксплуатации объекта могут иметь место непредусмотренные проектом подвески технологических коммуникаций и грузоподъемных механизмов к несущим конструкциям.

В ходе обследования должна быть установлена марка стали конструкций или ее современный аналог. Большинство из реконструируемых в настоящее время объектов возводилось в 1940-х, 1950-х, начале 1960-х годов, когда основным конструкционным материалом металлоконструкций являлась сталь марки ВСтЗкп. Действующие нормативные документы не допускают применения кипящей стали в ответственных конструкциях из-за склонности к хрупкому разрушению. Длительный период эксплуатации приводит к старению материала, что еще больше увеличивает хрупкость. Оценка химического состава и физико-механических характеристик материала является одним из ключевых моментов при решении вопроса о реконструкции.

Металлическим конструкциям наиболее свойственны дефекты в стадии строительства: при изготовлении и монтаже конструкций. К характерным дефектам изготовления относятся отклонение геометрических размеров от проектных, непрямолинейность элементов, низкое качество соединений и защитных покрытий. На стадии монтажа наиболее характерны отклонения от проектного положе-



ния, механические повреждения, низкое качество соединений, пропуск отдельных элементов связей и т. п.

Повреждения в ходе эксплуатации классифицируются по трем основным признакам:

1) в зависимости от причины возникновения:

- от воздействий внешних факторов;
- воздействий технологического процесса;

2) в зависимости от характера процессов разрушения конструкций:

- механическое разрушение от силовых факторов;
- физико-химическое разрушение под влиянием агрессивной среды;

3) в зависимости от значимости последствий разрушения и трудоемкости восстановления:

- I категория – повреждения аварийного характера;
- II категория – повреждения, не являющиеся аварийными, но требующие капитального ремонта для замены или усиления;
- III категория – повреждения второстепенных элементов, устраняемые в ходе текущего ремонта.

К повреждениям от воздействия внешних силовых факторов относятся разрывы, трещины, искривления, местные погибы, расстройство соединений, абразивный износ, что связано с несоответствием расчетных предпосылок действительным условиям работы конструкции. Повреждения вызываются:

на стадии проектирования – ошибками в определении нагрузок, в подборе сечений элементов и расчете узлов;

на стадии изготовления – пониженными прочностными характеристиками основного и наплавленного металла, наличием в нем дефектов – концентраторов напряжений, что способствует усталостному и хрупкому разрушению;

на стадии монтажа – нарушением взаимного расположения конструкций;

на стадии эксплуатации – недопустимой перегрузкой конструкций, ударами транспортируемых грузов о конструкции, подвеской к конструкциям грузоподъемных механизмов в не предусмотренных проектом местах, вырезкой отверстий в элементах; удалением связей для пропуска инженерных коммуникаций.

Повреждения от технологического процесса обусловлены действием высоких температур, когда повреждаются защитные лако-

красочные покрытия, элементы подвергаются короблению, образуются трещины.

Для стальных конструкций производственных зданий наиболее характерна атмосферная (электрохимическая) коррозия. При наличии во внутренней среде агрессивных примесей возможен комбинированный механизм коррозии: электрохимическая и частично – химическая. Общая поверхностная коррозия приводит к уменьшению сечения. Для растянутых элементов возникающее перенапряжение может привести к разрушению. Аналогичное влияние на несущую способность оказывает местная коррозия в местах подтекания кровли и нарушений герметичности трубопроводов.

Глубинная коррозия особенно опасна ввиду концентрации напряжений и приводит к усталостному и хрупкому разрушению. Щелевая коррозия в узлах и соединениях элементов может привести к разрушению сварных швов, болтов и т. д. Специфической особенностью последних двух видов коррозии является трудность их обнаружения в ходе визуального наблюдения.

Установление конструктивной схемы сооружения и габаритных размеров конструкций реализуется проведением геодезической съемки, проверкой вертикальности теодолитом, горизонтальности – нивелиром, стрелы выгиба – замером параметров сечений элементов металлоконструкций: толщины элементов катетов сварных швов специальными скобами, шаблонами.

К дефектам, способным вызвать хрупкое разрушение, относятся:

- трещины всех видов, направлений и размеров;
- узлы и детали с высокими местными напряжениями из-за приложения больших сосредоточенных нагрузок или деформирования деталей при изготовлении и монтаже;
  - узлы с резкими концентраторами напряжений в сочетании с высокими местными напряжениями поперек действующих растягивающих напряжений;
  - чрезмерное сближение в узлах сварных швов;
  - прикрепление фасонки к поясам ферм прерывистыми швами;
  - наличие отверстий с необработанными кромками, прожженных, не окаймленных по контуру, заваренных;
  - подрезы основного металла глубиной более 0,5 мм при толщине проката от 4 до 10 мм и более 1 мм при толщине свыше 10 мм;
  - вмятины, забоины в результате правки в холодном состоянии;

- дефекты сварных швов: неплавление по кромкам угловых швов, плохое оформление швов, шлаковые включения, незаваренные кратеры, зарубки, подрезы.

Наиболее опасными с точки зрения хрупкого разрушения являются трещины в основном металле, сварных швах и околошовной зоне. При выявлении трещин в фермах следует обратить особое внимание на опорные узлы, стыки поясов в растянутых зонах, зоны сближения сварных швов на всех узловых фасонках. Признаками наличия трещин являются подтеки ржавчины на поверхности металла и шелушение краски.

Для выявления мелких трещин следует использовать лупу с 6–8-кратным увеличением. Для определения величины раскрытия трещин может быть использован микроскоп. Длина трещины замеряется линейкой с точностью до 1 мм с регистрацией даты замера.

Усталостные трещины располагаются 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 и под короткими ребрами жесткости (рис. 4.18).

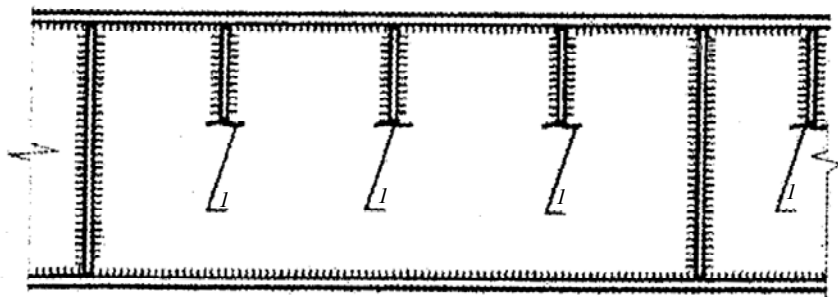


Рис. 4.18. Характерные трещины в сварной подкрановой балке:  
1 – усталостная трещина в стенке балки

Процесс образования и развития усталостных трещин зависит от величины переменной составляющей нагрузки, уровня концентрации напряжений и технологии сварки. Для предупреждения раннего трещинообразования разрабатываются конструктивные и технологические мероприятия:

использование демпфирующих устройств;  
изъятие сварных соединений из перенапряженных зон;  
применение автоматической сварки и др.

После появления трещины металлическая конструкция сохраняет несущую способность до тех пор, пока длина трещины меньше критической. Для предотвращения или задержки развития трещины в ее вершине сверлится отверстие – деконцентратор напряжений.

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

При обследовании сварных швов следует использовать физические методы контроля качества: просвечивание рентгеновскими и гамма-лучами, ультразвуком, магнитографический метод.

В ходе обследования выявляются прочие дефекты и повреждения, снижающие несущую способность стальных стропильных ферм:

- погнутости сжатых и изогнутых стержней в плоскости и вне плоскости фермы;
- перекос сечений (закручивание) стержней ферм;
- надрывы, трещины и выколы в полках;
- пробоины без повреждения кромок;
- разрыв элементов;
- погнутости краев свеса полки;
- погнутости узловых фасонки;
- расцентровка узлов;
- плохое оформление шва;
- незаваренные кратеры, подрезы, прожоги, внутренние и поверхностные поры, шлаковые включения в сварных швах.

Для стальных колонн наиболее характерны:

- искривления в плоскости и вне плоскости поперечной рамы;
- отклонение от вертикали;
- наличие механических повреждений нижних частей при транспортировке грузами;
- искривление элементов решетки;
- смещение опорных ребер стропильных ферм и подкрановых балок с оси колонны;
- коррозионные повреждения вблизи базы.

В подкрановых балках чаще всего наблюдаются:

- трещины в поясных швах и околошовной зоне;

- разрушение крепления рельса к верхнему поясу;
- смещение рельса с оси балки;
- разрушение креплений балок к колоннам.

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.

При недостаточной прочности сварных швов их желательно усиливать увеличением длины. Наращивание швов следует производить электродами Э42, Э42А или Э46Т диаметром не более 4 мм при силе тока не более 220 А со скоростью, при которой за один проход размер катета не превышает 8 мм. Для элементов из уголков новые швы следует накладывать, начиная со стороны обушка от края фасонки в направлении существующих швов. Сварку последующего шва производят только после охлаждения предыдущего до 100 °С.

Наиболее безопасным способом усиления нагруженных узловых соединений считается удлинение существующих сварных швов, что не всегда возможно из-за ограничений длины фасонки, поэтому на практике чаще используют наплавку шва.

Метод наплавки шва при усилении изгибаемых и растянутых элементов следует применять с большой осторожностью ввиду того, что в процессе наплавки металл старого шва при температуре 550 °С переходит в пластическое состояние, шов выключается из работы и возможно внезапное обрушение конструкции.

Поэтому при усилении сварных соединений наплавкой необходимо выполнять следующие рекомендации:

- при наплавке дополнительных слоев следует применять электроды диаметром не более 4 мм, толщина наплавляемого слоя за одну проходку не должна превышать 2 мм;
- дефектные места в усиливаемых швах необходимо удалить кислородным резаком или зубилом и заварить вновь;
- силу сварочного тока необходимо принимать: для потолочного положения – в пределах 110–150 А, для вертикального – 120–160 А 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 неравноценны, поэтому диапазон их применения зависит от конкретных обстоятельств. Усиление дополнительными заклепками или частичной заменой старых не дает хороших результатов ввиду различных условий работы старых и новых заклепок в одном соединении. Новые заклепки сильно стягивают соединение, в результате чего старые заклепки ослабевают и частично выключаются из работы.

Усиление заклепочных соединений с помощью сварки не дает удовлетворительных результатов из-за плохой совместной работы заклепок и сварных швов. Сварные швы оказываются перегруженными и разрушаются раньше, чем заклепки.

Наиболее эффективным является усиление заклепочных и болтовых соединений с помощью высокопрочных предварительно напряженных болтов ввиду высокой надежности усиления и отсутствия 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. Предварительное напряжение в болтах создается завинчиванием гаек на заданную величину с помощью динамометрического ключа.

Усиление заклепочных соединений осуществляют высокопрочными болтами с предварительным напряжением. Болты устанавливают от середины узла к краям. Из-за ослабления старых заклепок при установке новых высокопрочных болтов последние должны быть рассчитаны на восприятие полной нагрузки. Из-за различной жесткости сварных и болтовых соединений усиление последних при помощи сварки не рекомендуется.

Элементы сварных конструкций, испытывающих растяжение, сжатие или изгиб, могут быть усилены увеличением сечений путем приварки новых дополнительных деталей. Несущая способность элемента при этом возрастает с увеличением его сечения или жесткости. Однако нагрев элемента в процессе сварки может снижать его несущую способность. Степень снижения зависит от режима сварки, толщины и ширины элемента, направления сварки. Для продольных швов снижение прочности не превышает 15 %, для поперечных может достигать 40 %, поэтому наложение швов поперек элемента при его усилении под нагрузкой категорически запрещается.

Для усиливаемых под нагрузкой элементов по сравнению с обычными характерны резкое возрастание деформаций от сварки, более раннее вступление в упругопластическую стадию работы, повышенная деформированность и снижение величин критических нагрузок.

Присоединение элементов усиления осуществляют в основном сваркой. Сварочный прогиб для элементов, которые усиливаются под нагрузкой, является нагружающим фактором. Поэтому сначала усиливаемый элемент приваривают точечной сваркой, а затем накладывают основной шов. При этом предпочтение следует отдавать шпоночным (прерывистым) швам, которые уменьшают деформации элементов, сокращают сроки сварочных работ и уменьшают массу наплавленного металла.

При усилении элементов конструкций путем увеличения сечений с помощью сварки рекомендуется соблюдать следующий порядок работы:

- присоединение (прижатие) элементов усиления по всей их длине к усиливаемой конструкции с помощью струбцин, оттяжек и т. п.;
- приварка элементов усиления на сварочных прихватах длиной 20–30 мм и шагом 300–500 мм;
- сварка концевых участков, включающих в работу элементы усиления;
- наложение связывающих швов для совместной работы усиленного стержня и элементов усиления.

Сварку швов усиливаемых стержней следует выполнять последовательно, начиная с наименее нагруженного стержня (пролета) конструкции.

При двусторонних схемах увеличения сечений вначале следует приваривать элементы усиления, расположенные со стороны растянутых волокон, затем – со стороны сжатых.

С целью уменьшения прогибов сжатых стержней в процессе сварки связывающие швы каждого из элементов усиления следует накладывать участками небольшой протяженности (до 7 см), выдерживая перерывы между сваркой участков 2–5 мин. Парные симметричные (относительно плоскости действия сил) швы следует накладывать параллельно.

## Глава 5. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И УСИЛЕНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 5.1. Методы исследования трещин в каменных зданиях

Для установления динамики развития во времени производится мониторинг выявленных трещин. В отечественной практике для этой цели чаще всего используются гипсовые, цементно-песчаные или стеклянные маяки, реже устанавливаются индикаторы перемещений часового типа. В зарубежной практике мониторинг трещин проводится с использованием механических, индукционных, пьезоэлектрических и других датчиков. На рис. 5.1 приведены схемы установки датчиков в зависимости от вида выполняемых измерений.

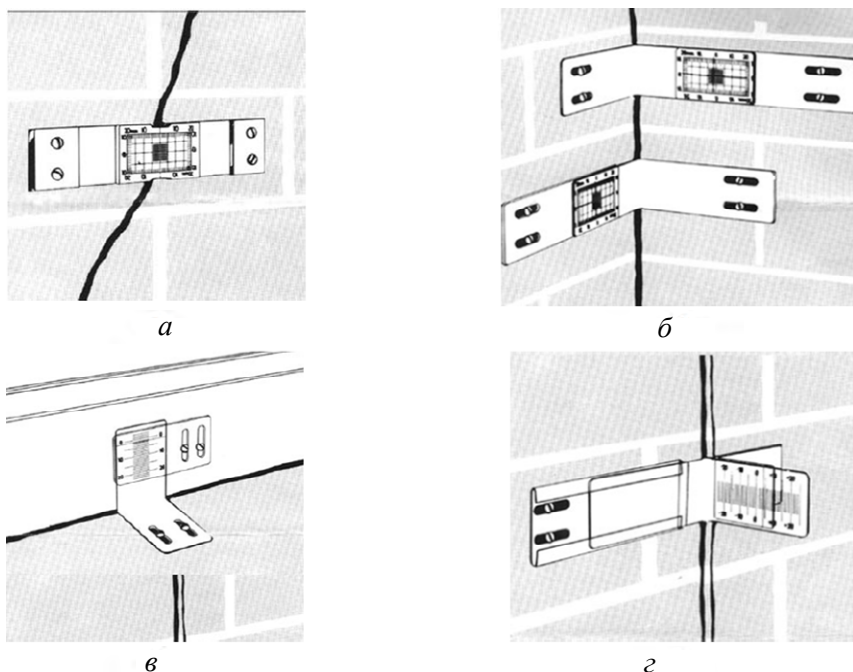


Рис. 5.1. Возможные схемы установки измерителей трещин:  
*а* – трещина в плоскости стены; *б* – трещина в месте сопряжения стен;  
*в* – горизонтальная трещина; *з* – измерение сдвига берегов трещины



Достоинствами таких датчиков являются простота их закрепления на поверхности конструкции без повреждения отделки, возможность длительного непрерывного мониторинга трещин и снятия отсчетов с удаленных объектов, в том числе фотографическим методом.

Широкое распространение при мониторинге трещин получил метод фотограмметрии, который заключается в периодической съемке обследуемого объекта цифровой камерой с высокой разрешающей способностью матрицы и дальнейшей компьютерной расшифровкой полученных фотографий. Ширина раскрытия трещин определяется по изменению числа растровых точек между ее берегами. Для определения глубины и длины развития трещин в толще стены широко используется тепловизионная техника. При этом производится оценка теплотехнического состояния поврежденной трещинами конструкции, по которой можно судить, является исследуемая трещина поверхностной или сквозной.

## **5.2. Определение прочности каменной кладки**

В отечественной практике для оценки прочности кирпича и раствора в кладке применяются приборы неразрушающего контроля, принцип действия которых основан на методе ударного импульса. Методом ударного импульса оцениваются прочностные показатели камня и раствора приповерхностных участков кладки, тогда как по толщине конструкции показатели могут существенно отличаться, поэтому данный метод рекомендуется использовать для качественной оценки прочностных показателей.

Для количественной оценки прочности кирпича и раствора служат разрушающие испытания образцов, отобранных из слабонагруженных элементов каменной кладки. Испытания кирпича выполняются по стандартной методике на сжатие и изгиб (рис. 5.2). Из пластинок раствора, отобранных из горизонтальных швов кладки, готовятся кубики с размером ребра 2–4 см, которые испытываются на сжатие.

Достоверность оценки прочности каменной кладки по результатам испытаний отобранных образцов кладочных элементов и раствора недостаточна, что обусловлено высоким коэффициентом вариации прочностных показателей кладочных элементов.



*a*



*б*

Рис. 5.2. Испытания кирпича керамического:  
*a* – на изгиб; *б* – на сжатие

В зарубежной практике для определения фактической прочности кладки используются разрушающие методы или методы частичного разрушения. Одним из них является метод определения прочности кладки при сжатии на образцах-цилиндрах диаметром 150–200 мм, отобранных из тела конструкции с помощью специальных буров с сохранением структуры кладки. Испытания образцов кладки производят по схеме, показанной на рис. 5.3.

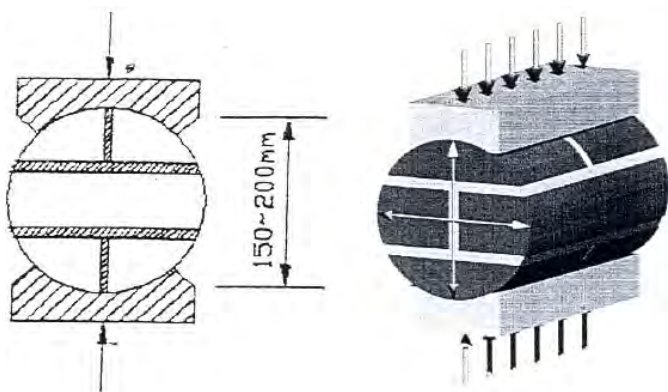


Рис. 5.3. Схема испытания образцов кладки на сжатие

Данный метод используется для кладок из полнотелого кирпича на прочном растворе. При растворах низкой прочности или пустотном кирпиче возникают сложности с отбором образцов кладки для испытаний.

Наиболее достоверные данные о прочности кладки при сжатии дает метод испытаний непосредственно в конструкции с помощью плоского пресса (Flat-Jack-Tests), рис. 5.4. Плоские плиты пресса (плоские домкраты) устанавливаются в предварительно прорезанные в кладке конструкции горизонтальные щели шириной 20 мм. Сжатию подвергается участок кладки с ненарушенной структурой высотой 400–500 мм.

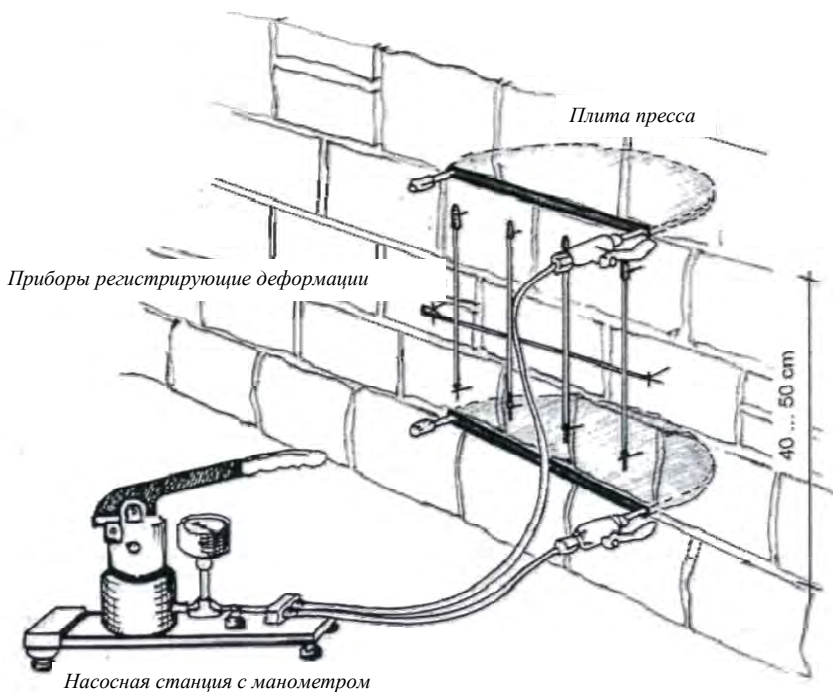


Рис. 5.4. Схема испытания образцов кладки методом «Flat-Jack-Tests»

В ходе испытаний определяются не только прочностные, но и деформационные характеристики кладки. Нагружение кладки может производиться до определенного уровня напряжений или до полного

исчерпания ее несущей способности. Сопротивление кладки сжатию  $S_f$  определяется по формуле

$$S_f = K_f K_a P_f,$$

где  $K_f$  и  $K_a$  – коэффициенты, учитывающие сдерживающее влияние плит пресса и прилегающей к разрезу кладки, не превышают 1;

$P_f$  – разрушающее давление, создаваемое прессом.

### 5.3. Современные технологии ремонта и усиления каменной кладки

Капитальные вложения в поддержание физического состояния объекта в ремонт окупаются в отличие от нового строительства в два-три раза быстрее.

Восстановление и усиление конструкций можно разделить на методы, которые изменяют расчетную схему и напряженное состояние объекта, и методы, которые ее не изменяют (рис. 5.5).

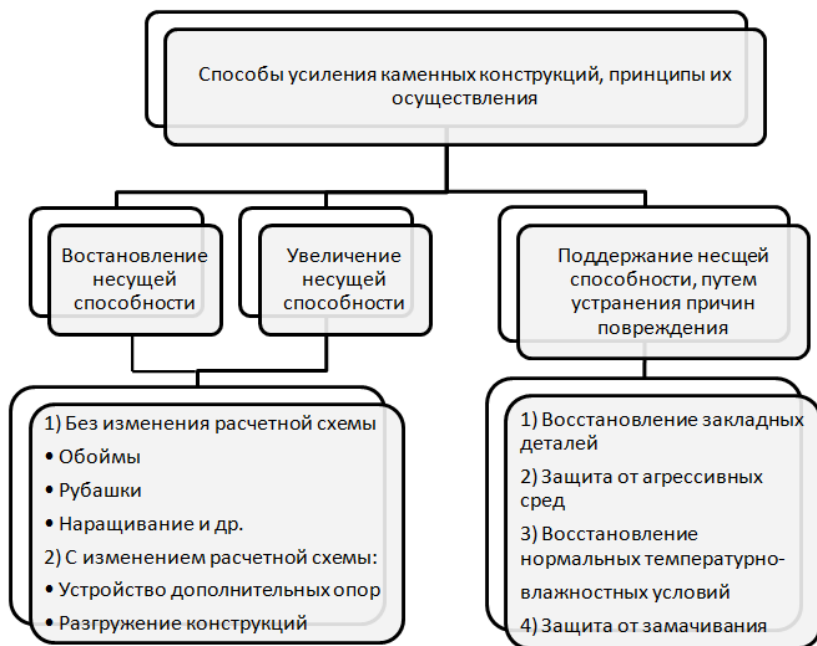


Рис. 5.5. Способы усиления каменных конструкций

Среди традиционных методов усиления наиболее распространены металлические и железобетонные обоймы, хомуты, пояса, сердечники, инъектирование растворов и перекладка. Методы усиления композитными материалами и анкерами объединены в группу альтернативных способов.

Устройство обойм повышает несущую способность кладки в 1,3–2,5 раза и является эффективным методом, схожего эффекта достигают путем установки поясов, хомутов и металлических накладок. Данный способ усиления также препятствует поперечным деформациям, но изменяет внешний облик здания (рис. 5.6).

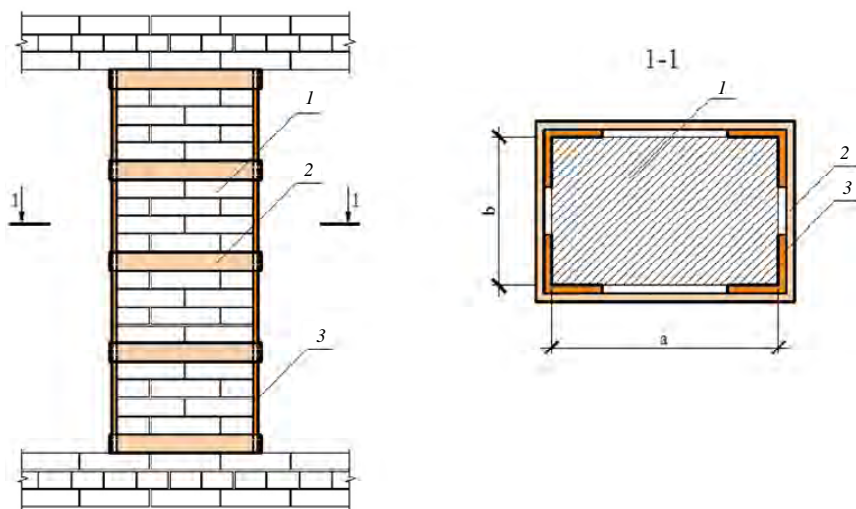


Рис. 5.6. Усиление каменных конструкций обоймами:  
1 – усиливаемая кирпичная кладка; 2 – стальные хомуты; 3 – уголки

Другой эффективный способ усиления каменных конструкций – это устройство сердечника, размещенного в вертикальной нише, вырубленной в простенке. Данный способ связан с трудозатратами и необходимостью изолировать пространство проведения работ (рис. 5.7).

В настоящее время за рубежом широко применяются следующие способы укрепления несущих конструкций из кирпича, а именно:

- усиление кирпичной кладки композитными материалами;
- устройство анкеров с помощью винтовых стержней из нержавеющей стали.

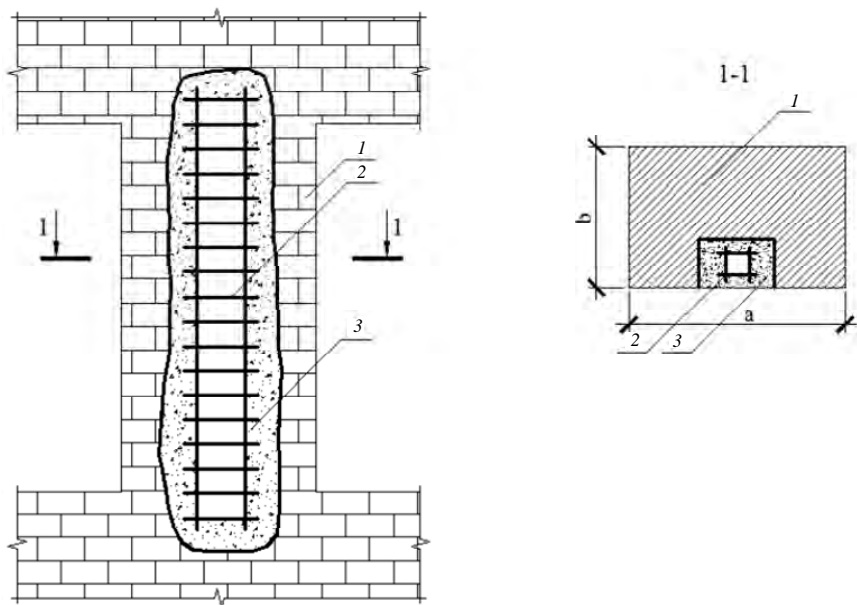


Рис. 5.7. Усиление каменных конструкций устройством сердечника:  
 1 – усиливаемый кирпичный простенок; 2 – стальной сердечник; 3 – бетон

#### 5.4. Метод усиления каменной кладки композитными материалами

Разработанный в середине XX века композиционный материал на основе углеродных волокон и полиэфирных смол относился к материалу с показателями высокой механической прочности, стойкости к коррозии и атмосферным воздействиям, легкости и др.

Разработанная в Европе система усиления композитами носит название FRP (Fiber Reinforced Polymer). FRP-усиление может использоваться в следующих случаях:

усиления для восприятия растягивающих напряжений в элементе конструкции;

соединения между элементами (соединение стены и свода, стен и др.);

повышения жесткости конструкции для выполнения им функций диафрагмы жесткости;

ограничения раскрытия трещин;  
обматывания колонн и простенков для увеличения прочности материала.

Применение композитных сеток и тканей для усиления актуально в случае восприятия ими растягивающих усилий (рис. 5.8).



Рис. 5.8. Усиление поврежденных кирпичных сводов и арочных конструкций кирпичных зданий

Композитные материалы представляют собой ткани, ленты, холсты. Они состоят из армирующего и связующего компонентов.

Подобные полимерные системы (FRP) характеризуются высокой прочностью, малым весом и коррозионной стойкостью. Усиление композитными материалами делится на два метода:

1) усиление композитными сетками, представляющими собой ячеистые структуры из армирующих волокон, которые заделываются в специальный раствор;

2) усиление композитными лентами, которые в отличие от сеток обладают более плотной структурой, наклеиваемой эпоксидным клеем.

В качестве армирующих компонентов могут выступать различные волокна: углеволокно (carbon), стекловолокно (glass), арамид (aramid), льняные (flex) волокна, конопляные (hemp) волокна, базальт (basalt).

В табл. 5.1 представлено описание физических характеристик каждого материала.

Таблица 5.1

## Физические характеристики материалов

Материалы	Вес, г/м <sup>2</sup>	Модуль растяжения, ГПа
Углеволокно	320	240
Стекловолоконно	300	73
Арамидное волокно	300	100
Льняное волокно	300	50
Конопляное волокно	240	40
Базальтовое волокно	400	89

Сравнение физико-механических характеристик волокон и стали приведено в табл. 5.2. Углеродистые волокна имеют большее значение модуля упругости Юнга, чем у других волокон и стали, поэтому они более эффективны с конструктивной точки зрения.

Таблица 5.2

## Физико-механические характеристики волокон и стали

Материал	Модуль Юнга $E$ , ГПа	Предел прочности при растяжении $\sigma_r$ , МПа	Деформация при разрыве $\epsilon_r$ , %	Удельный вес $\rho$ , г/см <sup>3</sup>
Углеволокно (лента)	240–280	3500	1,6–1,73	1,75
Стекловолоконно (лента)	85–90	2500	4,5–5,5	2,46–2,49
Арамид (лента)	120	3200	1,0–2,5	1,44
Сетка из углеволокна 5 × 5	230	3500	1,5–1,8	1,8
Сетка из стекловолоконна 5 × 5	70	2800	1,0–3,0	3,0–3,5
Сетка базальтовая 5 × 5	87	4000	2,0–6,0	2,8–3,2
Сталь	206	250–400 (текучесть) 350–600 (разрыв)	20–30	7,8

Технология усиления конструкций углеволокном заключается в наклейке с помощью специального эпоксидного клея на поверхность конструкций высокопрочных холстов или ламелей. Усиление



выполняется по подготовленной поверхности кладки с пропиткой и грунтовкой поверхностного слоя с целью упрочнения.

Применение углепластиков для усиления несущих сжатых и внецентренно сжатых конструкций – колонн, пилонов, простенков – производится двумя способами:

1) устройством бандажей из углехолста для создания «эффекта обоймы», по типу косвенного армирования, которое приводит к увеличению прочности при сжатии;

2) расположением элемента внешнего армирования со стороны наиболее растянутого волокна в пролетной зоне изгибаемых конструкций. Наклеенный элемент внешнего армирования работает совместно с металлической арматурой и воспринимает растягивающие усилия, тем самым повышая предельный изгибающий момент для балок, ригелей, плит перекрытий.

Подобная система обеспечивает требуемую несущую способность восстанавливаемых конструкций, при этом увеличивая сроки до следующих ремонтов, значительно повышая долговечность строительных конструкций.

Возможно усиление как изгибаемых конструкций в растянутых зонах и на приопорных участках в зоне действия поперечных сил, так и сжатых и внецентренно сжатых элементов. Исследование данной системы усиления композитными материалами позволяет выделить следующие достоинства:

высокий показатель прочности углеволокна на разрыв;

коррозионная стойкость;

легкость монтажа;

малый вес материала и, как следствие, минимальные нагрузки на восстанавливаемые конструкции;

универсальность применения к любым формам и, как следствие, сохранение архитектурного облика конструкций.

Следует отметить, что монтажный клей обеспечивает быстрое включение углеволокна в совместную работу с конструкцией, и это является достоинством при проведении реконструкции и ремонта исторических построек.

Ряда недостатков системы удастся избежать при использовании вместо клея специальных штукатурных растворов из неорганических минеральных материалов с модифицированными полимерными добавками.

Технология усиления при этом заключается в следующем. На очищенную от штукатурки и загрязнений поверхность каменной кладки после ее увлажнения наносится слой клеящего штукатурного раствора толщиной 3 мм, в который утапливается армирующая сетка из композиционных материалов. Затем наносится защитный штукатурный слой толщиной 8–10 мм, поверхность которого подвергается финишной обработке. При необходимости в защитный слой утапливается вторая сетка, обеспечивающая повышенную прочность усиления.

Такая система усиления известна как FRCM (Fibre Reinforced Cementitious Matrix), рис. 5.9. В указанной системе используются сетки из углеволокон, обладающие следующими механическими характеристиками:

- прочность на растяжение 4800 МПа;
- модуль упругости 240 ГПа;
- деформативность при разрыве 1,8 %.

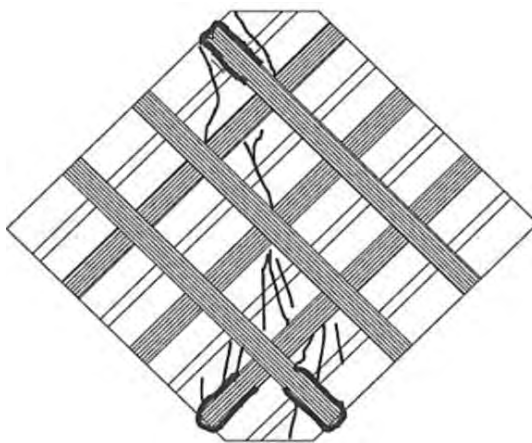


Рис. 5.9. Усиление образца композитными метками при испытании на диагональную нагрузку

Рассматриваемая система обладает следующими достоинствами:  
простота технологии;  
высокое сцепление армирующего штукатурного слоя с поверхностью усиливаемой каменной кладки;

высокая одинаковая деформируемость армирующего слоя с кирпичной кладкой, т. е. сближенные деформационные характеристики (модули упругости, коэффициенты температурного расширения);

высокие огнестойкость и коррозионная стойкость, паропроницаемость и водостойкость, что позволяет производить усиление каменных конструкций как изнутри, так и снаружи зданий.

Подтверждена высокая эффективность среднепрочностных материалов, таких как стекловолокно, которое дешевле углеволокна. Наибольшую эффективность показало диагональное усиление с обеих сторон образца (см. рис. 5.9).

Увеличение несущей способности наблюдалось во всех случаях диагонального усиления в 1,2–1,8 раза. Усиление конструкции с обеих сторон было эффективным как с точки зрения несущей способности, так и трещинообразования.

### 5.5. Метод усиления каменной кладки анкерами

Анкеры представляют собой винтообразные стержни из нержавеющей стали (рис. 5.10). Сталь этих стержней имеет прочность на разрыв, в два раза большую, чем прочность арматуры в ЖБК. Это позволяет использовать очень тонкие пруты с сечением в несколько раз меньшим, чем у обычной арматуры. Малые диаметры стержней требуют малых отверстий и поэтому оказывают минимальное влияние на прочность конструкции.

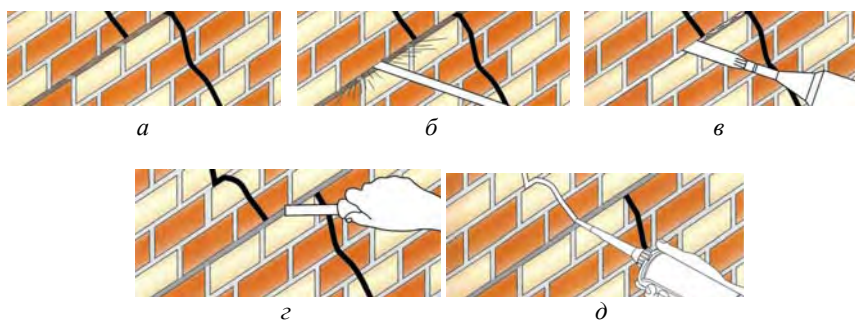


Рис. 5.10. Технология установки анкеров:

*a* – устройство канавки; *б* – очистка канавки сжатым воздухом; *в* – установка анкера; *г* – заделка шва специальным раствором; *д* – косметическая отделка

Модуль упругости стержней  $E = 150 \text{ кН/мм}^2$ . Стержни выпускаются диаметрами 6, 8 и 10 мм.

С помощью анкеров можно остановить развитие трещин, возникающих в результате растягивающих усилий.

Технология усиления кирпичной кладки имеет название «Bed joint reinforcement technique» (технология усиления горизонтального шва).

Технология установки анкеров представляет собой следующий процесс: вначале при помощи фрезы для прорезания пазов в кладке создается горизонтальный шов в кирпичной кладке глубиной около 4–6 см. Ширина шва должна быть не менее 1 см (рис. 5.10, а). Канавку прочищают сжатым воздухом (рис. 5.10, б). Затем при помощи пистолетов вглубь шва укладывают вязущий раствор примерно на 2 см. Анкеры укладывают вглубь шва (рис. 5.10, в). Завершающие работы выполняют специальным раствором для закрепления анкера в кладке (рис. 5.10, з) и инъектированием трещин (рис. 5.10, д).

Усиление композитными сетками с двух сторон является наиболее эффективным методом.

В случае технологии «Bed joint reinforcement» вместо стальных стержней (рис. 5.11, а) возможно применение композитных волокон (рис. 5.11, б). Преимущества использования углеволокон вместо усиления сталью связаны с их коррозионной стойкостью. При высокой прочности FRP имеет место низкое сопротивление изгибу и кручению. Углеволокна чувствительны к высоким температурам.

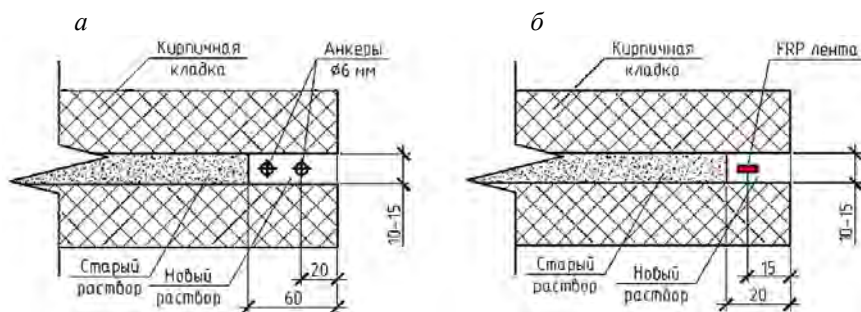


Рис. 5.11. Виды стержней для усиления кладки:

а – эскиз техники усиления горизонтального шва винтовыми анкерами;

б – эскиз техники усиления горизонтального шва лентами FRP

Достоинства систем анкерного армирования:  
высокие физические, прочностные и упругие характеристики материала;  
легкий вес не утяжеляет усиливаемые конструкции;  
гибкость и мобильность для принятия различных форм и конфигураций;  
высокая технологичность без использования сложного механизированного труда;  
стойкость к коррозии;  
технологическая совместимость с любыми материалами.

## **5.6. Восстановление и усиление каменных конструкций**

### ***5.6.1. Восстановление несущей способности кладки***

В зависимости от состояния конструкции и величины трещинообразования определяются мероприятия:

а) по *восстановлению* несущей способности, если нагрузка на конструкцию не превышает первоначально-проектную, а причины нарушения нормальной эксплуатации устранены;

б) *усилению*, если на конструкцию должна действовать нагрузка выше проектной или если несущая способность конструкции оказалась заниженной.

Заделку или локализацию трещин необходимо выполнять после устранения причин трещинообразования:

- устранения неравномерных осадок фундамента;
- изменения условий передачи нагрузки на простенок;
- передачи нагрузки от перегруженной конструкции на соседние.

Заделка трещин в кирпичных стенах может производиться одним из следующих способов или их сочетанием.

*Инъецирование трещин.* Инъецирование, т. е. нагнетание в трещины растворов, может осуществляться различными материалами: силикатизация, битумизация, смолизация и цементация.

Инъецирование позволяет не только замонолитить кладку, но и восстановить и увеличить ее несущую способность, что происходит без увеличения поперечных размеров конструкции.

Наиболее широко применяются цементные и полимерцементные растворы.

Для обеспечения эффективности инъектирования применяют портландцемент марки не менее 400 с тонкостью помола не менее  $2400 \text{ см}^2/\text{г}$  с густотой цементного теста 22–25 %, а также шлакопортландцемент марки 400 с небольшой вязкостью в разжиженных растворах. Песок для раствора применяют мелкий с модулем крупности 1,0–1,5 или тонкомолотый с тонкостью помола, равной  $2000\text{--}2200 \text{ см}^2/\text{г}$ .

К инъекционным растворам предъявляют достаточно жесткие требования: малое водоотделение, необходимая вязкость, требуемая прочность на сжатие и сцепление, незначительная усадка, высокая морозостойкость.

При небольших трещинах в кладке (до 1,5 мм) применяют полимерные растворы на основе эпоксидной смолы и цементно-песчаные растворы с добавкой тонкомолотого песка.

При более значительном раскрытии трещин применяют цементно-полимерные растворы состава 1:0,15:0,3 (цемент:полимер ПВА:песок) или цементно-песчаные растворы состава 1:0,05:0,3 (цемент:пластификатор – нитрит натрия:песок), В/Ц = 0,6, модуль крупности песка  $M_k = 1,0$ .

Раствор нагнетается под давлением до 0,6 МПа. Плотность заполнения трещин определяется через 28 сут после инъектирования неразрушающими методами. Раствор нагнетается (рис. 5.12) через инъекторы диаметром 20–25 мм. Их устанавливают в специально просверленные (через 0,8–1,5 м по длине трещины) отверстия.

Диаметр отверстий должен обеспечивать установку в них на цементном растворе трубок инжекторов (в среднем 30 мм). Глубина отверстий около 100 мм.

Перед инъекцией после установки инжекторов наружные поверхности трещин между инъекционными трубками должны быть заделаны – заклеены.

Предел прочности кладки  $R$ , усиленной инъекцией, определяется по строительным нормам с введением поправочных коэффициентов, величина которых зависит от причин образования трещин в кирпичной кладке и от вида инъекционного раствора. Прочность инъекционных растворов на сжатие должна составлять 15–25 МПа.

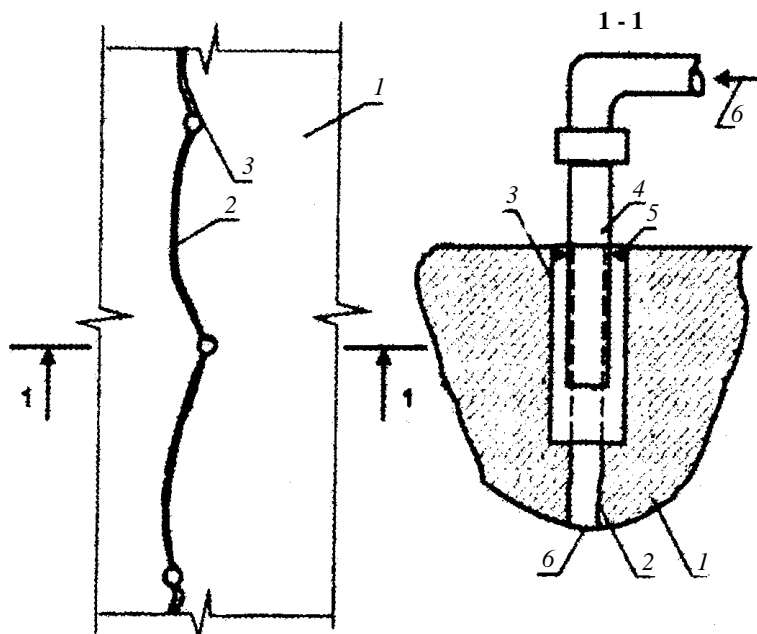


Рис. 5.12. Инъектирование трещин шириной до 10 мм цементно-песчаным раствором:

1 – усиливаемая стена; 2 – трещина в стене шириной не более 10 мм; 3 – отверстия для установки инъекторов (через 800–1500 мм); 4 – инъекторы (стальные трубки) диаметром 20–25 мм, установленные в отверстия на цементном растворе; 5 – наружные участки трещин, проконопаченные на клею; 6 – цементно-песчаный раствор на расширяющемся цементе

В случае сквозных трещин и при разделении кладки трещинами на отдельные блоки кроме инъектирования трещин цементно-песчаным раствором для скрепления разъединенных трещиной участков стены применяют местные (в районе трещины) металлические элементы: устанавливаются скобы из арматурной стали (рис. 5.13) или при больших трещинах шириной 2–10 мм стена скрепляется двусторонними металлическими накладками на болтах (рис. 5.14).

После набора прочности раствора и соответственно закрепления скоб в кирпичной кладке производят инъектирование трещины цементно-песчаным раствором. Вместо скоб из арматуры могут устанавливаться шпонки из швеллера, уголка. Они также закрепляются на растворе в пазах, выбранных в кладке.

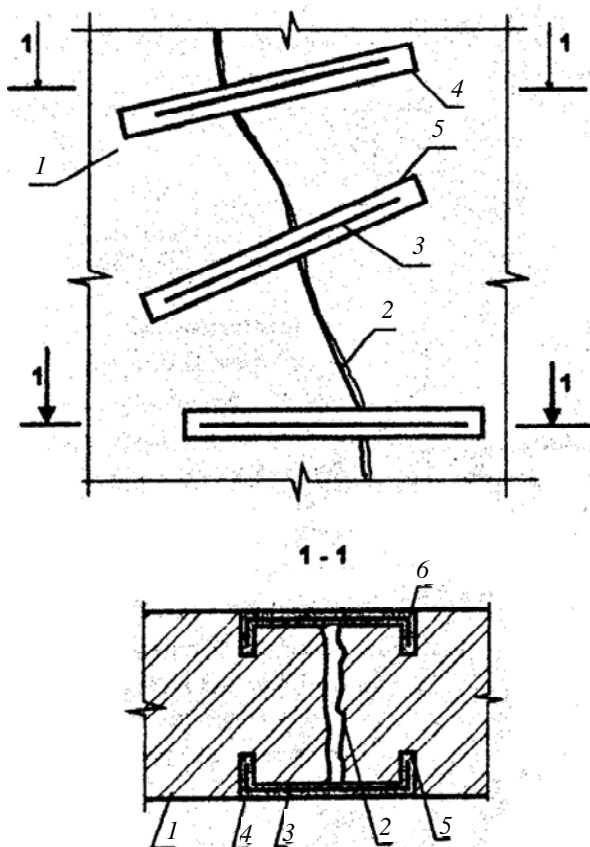


Рис. 5.13. Установка скоб из арматурной стали:  
 1 – усиливаемая стена; 2 – трещина в стене, инъецированная цементно-песчаным раствором после установки скоб; 3 – скобы из арматурной стали; 4 – паз в кладке, выбранный фрезой; 5 – углубления по концам паза, выполненные сверлом;  
 6 – заполнение цементно-песчаным раствором пазов и углублений

В первом случае при установке скоб в кирпичной кладке фрезой выбирается паз по размеру скобы с углублением по его концам. В образованное пространство на растворе устанавливается скоба.

В отличие от скоб или шпонок при установке двусторонних накладок они закрепляются на болтах, которые позволяют надежно обжать кирпичную кладку (рис. 5.14).



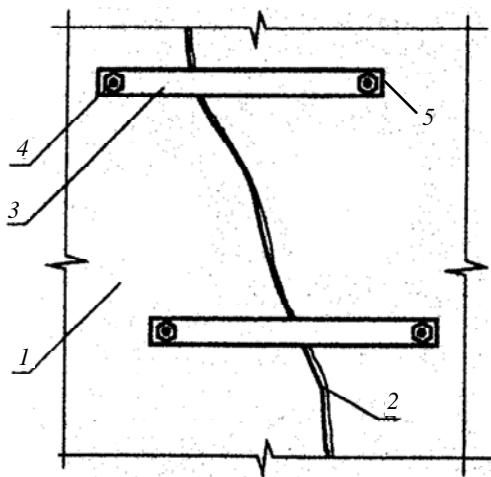


Рис. 5.14. Установка двусторонних металлических накладок на болтах:  
 1 – усиливаемая стена; 2 – трещина в стене шириной до 10 мм, инъецированная цементно-песчаным раствором после установки накладок; 3 – накладки из полосовой стали; 4 – стяжные болты; 5 – отверстия в стене для болтов (после установки болтов заполняются цементно-песчаным раствором)

При широких трещинах (более 10 мм) для их заделки целесообразно применить частичную двустороннюю разборку на глубину в 1/2 кирпича кладки в месте трещинообразования (рис. 5.15).

После разборки разрушенных кирпичей укладывают новые. Этот восстановленный слой кирпичной кладки, устанавливаемый с обеих сторон стены, называют *кирпичным замком*.

При значительных повреждениях кладки сетью трещин целесообразно устанавливать (с шагом 1,5–2 толщины стены) двусторонние металлические накладки. Накладки могут быть выполнены из полосовой стали или прокатного металла. Для надежного предотвращения развития трещины в ее основании на болтах устанавливаются двусторонние металлические накладки. Эти накладки называют *якорем*.

Наряду с устройством кирпичных замков на поверхности стен целесообразно предусмотреть и заполнение трещины в толще стены. Это вполне осуществимо инъекцией.

Рассмотренный выше способ называется заделкой трещин вставкой кирпичных замков с якорем, рис. 5.16.

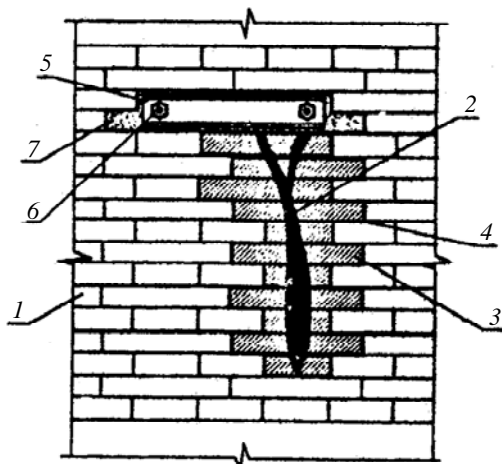


Рис. 5.15. Заделка широких трещин вставкой кирпичных замков с якорем:  
 1 – усиливаемая стена; 2 – широкая трещина в стене (более 10 мм); 3 – кирпичный замок толщиной в 1/2 кирпича, установленный с двух сторон на месте разрушенной кладки; 4 – граница разборки разрушенной кладки; 5 – якорь из прокатного металла (швеллер, двутавр) с двух сторон; 6 – анкерные связи (болты); 7 – полости, заполненные цементно-песчаным раствором

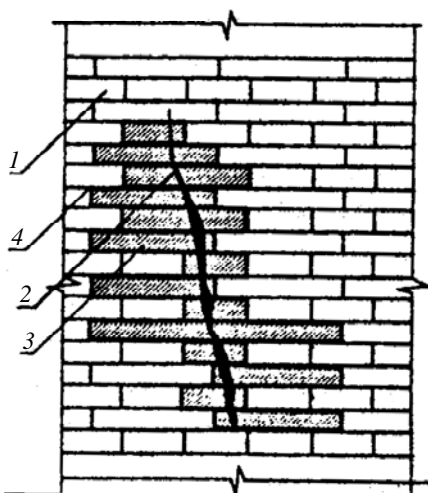


Рис. 5.16. Заделка широких трещин вставкой простых кирпичных замков:  
 1 – усиливаемая стена; 2 – широкая трещина в стене (более 10 мм); 3 – кирпичный замок толщиной в 1/2 кирпича, установленный с двух сторон на месте разрушенной кладки; 4 – граница разборки разрушенной кладки

### **5.6.2. Способы усиления каменных конструкций**

Способы усиления каменных зданий весьма близки к способам усиления железобетонных конструкций (с учетом специфики кладки – практически отсутствуют сопротивления растягивающим усилиям).

Наиболее распространенным способом усиления является устройство обойм и наращиваний или рубашек, устройство которых практически аналогично рассмотренному в случае усиления железобетонных сжатых элементов. Некоторая особенность есть лишь в материалах обоймы.

Для усиления кирпичных столбов, пролетов и стен применяют железобетонные оштукатуренные, армированные растворные обоймы, рубашки или наращивания. Для усиления кирпичных столбов и простенков применяют металлические обоймы, а для столбов встречается усиление обоймой из армированной кладки.

Железобетонная обойма, рубашка или наращивание выполняются из бетона класса С20/25 и выше с продольной арматурой классов S240, S400 и поперечной арматурой класса А-I. Шаг поперечной арматуры принимается не более 15 см. Толщина обоймы определяется расчетом и принимается в пределах 4–12 см.

Штукатурные или растворные армированные обоймы, рубашки и наращивания отличаются от железобетонных тем, что для защиты арматуры усиления вместо бетона применяется цементный раствор марки 75–100.

Возможно устройство обоймы или наращивания из арматурной сетки из проволоки диаметром 4–5 мм с ячейкой 150 × 150 мм. В случае обоймы сетки сворачиваются, образуя замкнутый контур. В прочих случаях сетки закрепляются на стене анкерами. По закрепленной сетке наносится торкретбетон толщиной от 20 мм.

На рис. 5.17 приведен пример устройства железобетонной или армированной растворной обоймы для усиления кирпичных столбов или простенков.

Отличие указанных обойм кроме отмеченного выше различия материала заключается в том, что железобетонная обойма обычно имеет толщину около 10 см, а армированная растворная обойма – до 5 см.

Обойма из армированной кладки выполняется из кирпича марки 100 на растворе марки не ниже 50. Кладка армируется сетками из проволоки Вр-1 диаметром 3–5 мм.

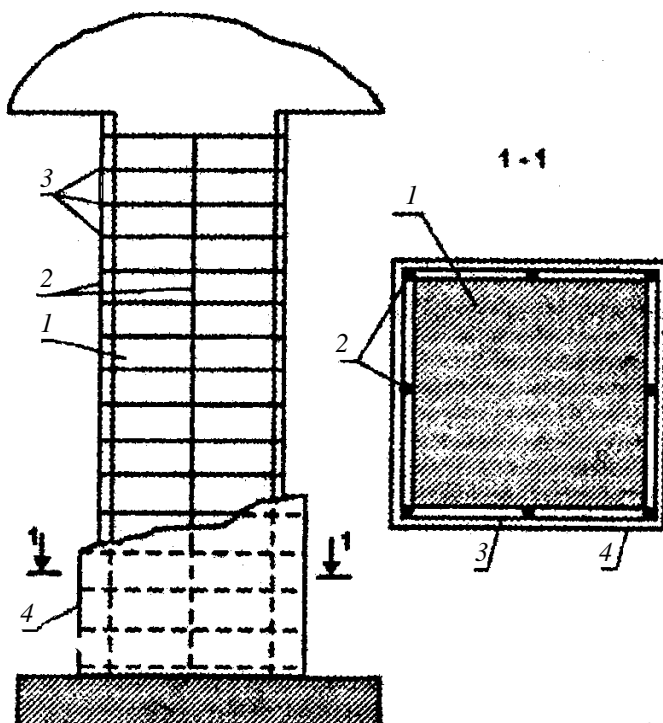


Рис. 5.17. Устройство железобетонной или армированной растворной обоймы: 1 – усиливаемый столб (простенок); 2 – стержни диаметром 6–12 мм; 3 – хомуты диаметром 5–10 мм; 4 – бетон класса С30/37 или раствор марки 75-100

Эффективность железобетонных и цементных обойм определяется процентом поперечного армирования, прочностью бетона или раствора, сечением обоймы, состоянием каменной кладки и характером приложения нагрузки на конструкцию. Следует отметить, что увеличение процента армирования поперечными хомутами не обеспечивает пропорционального прироста прочности кладки, так как увеличение несущей способности происходит по затухающей кривой. При увеличении размеров сечения элементов эффективность обоймы несколько снижается, однако это снижение незначительно.

При усилении обоймами кирпичных стен и простенков длиной в два раза большей ширины устанавливаются дополнительные хомуты-связи. Обычно эти хомуты-связи расставляются по усили-

ваемой стене с конструктивно выбираемым шагом не более 1 м по длине и 75 см по высоте стены. На рис. 5.18 приведен пример усиления кирпичной стены железобетонной обоймой. Отметим, что название «обойма» в данном случае хотя и применяется, но является условным. Корректнее подобное усиление назвать двусторонним железобетонным наращиванием.

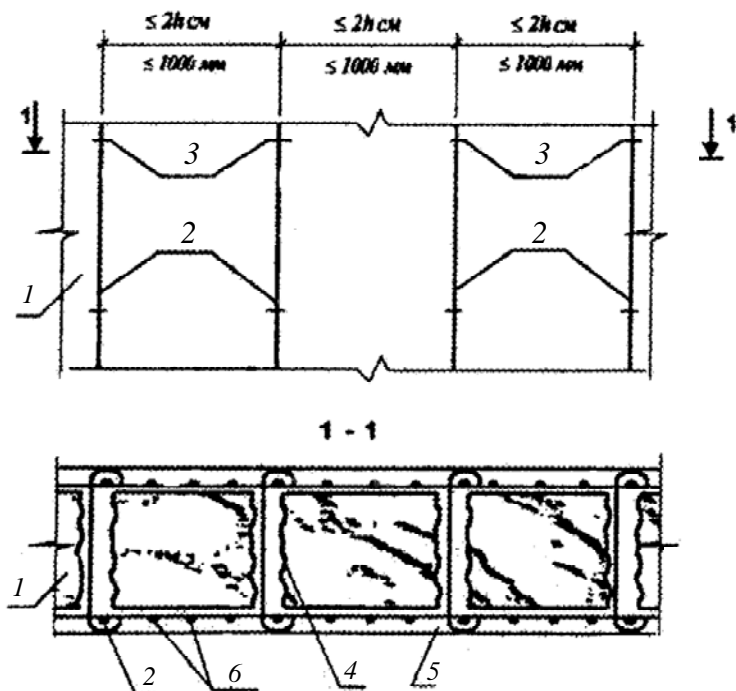


Рис. 5.18. Устройство железобетонной обоймы:

- 1 – усиливаемая стена; 2 – арматурные стержни диаметром 10–14 мм;  
 3 – хомуты-связи диаметром 10 мм; 4 – отверстия в стене; 5 – арматурные сетки,  
 привязанные к арматурным стержням; 6 – бетон обойм

Для усиления эффекта обжатия кирпичной кладки обоймой целесообразно применять предварительно напряженные обоймы. Предварительное напряжение создается в продольных и поперечных стержнях армирования обоймы. Полезно применять и напряженные тяжи-связи (рис. 5.19), напрягаемые закручиванием гаек.

Предварительное напряжение кроме приведенного на рисунке механического способа можно создать и термическим – сваркой арматурного каркаса из стержней, разогретых до 100 °С (разогрев возможен электрическим током).

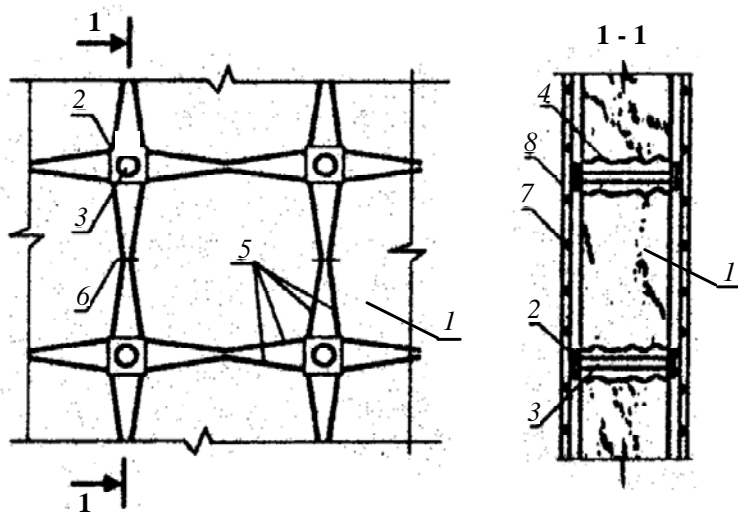


Рис. 5.19. Устройство штукатурной предварительно напряженной обоймы:  
 1 – усиливаемая стена; 2 – металлические пластины с отверстиями для тяжей;  
 3 – тяжи-связи; 4 – отверстия в стене для тяжей; 5 – арматурные стержни, приваренные к пластинам и попарно стянутые; 6 – сжимы; 7 – арматурные сетки, привязанные к стержням; 8 – штукатурка из цементно-песчаного раствора

При невозможности или эстетической нецелесообразности усиления обоймой, охватывающей конструкцию со всех сторон, усиление производится железобетонной или штукатурной рубашкой (рис. 5.20). При малой толщине рубашки, для обеспечения ее совместной работы с кладкой, необходимо предусмотреть закрепление арматуры рубашки штырями, забиваемыми в швы кладки или вставляемыми в просверленные отверстия и крепящиеся в них на растворе.

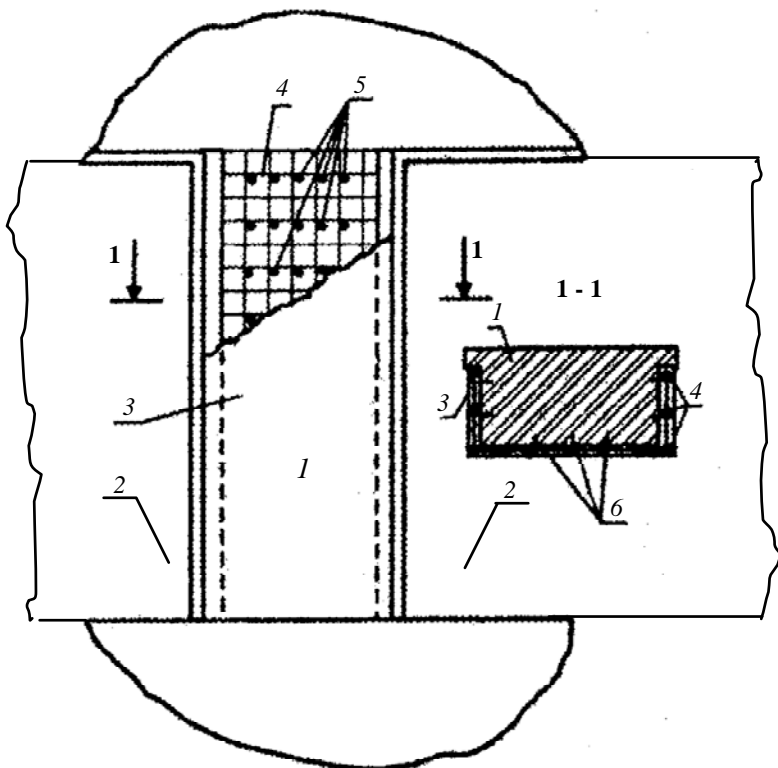


Рис. 5.20. Устройство штукатурной или железобетонной рубашки:  
 1 – усиливаемый простенок; 2 – проемы; 3 – рубашка штукатурная толщиной 30–40 мм или железобетонная толщиной 60–100 мм; 4 – арматура диаметром 5–10 мм; 5 – арматура диаметром 10 мм; 6 – металлические штыри

Для усиления кладки без изменения габаритов конструкции применяется устройство сердечника из металлических профилей или железобетонного сердечника. При этом способе усиления в кладке на всю высоту этажа вырубается ниша. В этой нише устанавливается стойка из металлопроката на металлических базах, или сборная железобетонная, или бетонированная на месте (в нише) стойка (рис. 5.21).

Усиление каменных перекрытий осуществляется, как и усиление железобетонных, устройством железобетонного наращивания в виде плиты сверху перекрытия (рис. 5.22) или арочной плиты снизу (рис. 5.23).

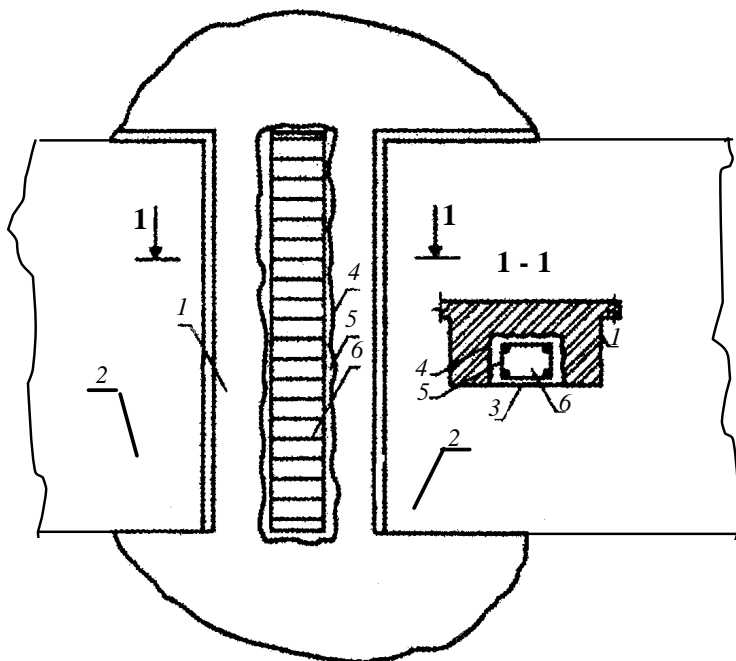


Рис. 5.21. Устройство железобетонного сердечника:  
 1 – усиливаемый простенок; 2 – проемы; 3 – стойка (сердечник) из железобетона;  
 4 – ниша, вырубленная в простенке; 5 – арматурный каркас; 6 – бетон

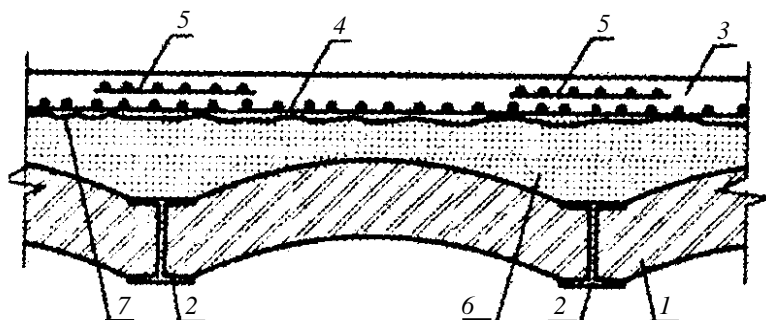


Рис. 5.22. Устройство железобетонного наращивания в виде плиты сверху:  
 1 – арочное перекрытие из кирпича; 2 – несущие металлические балки;  
 3 – железобетонное наращивание в виде плиты; 4 – нижние пролетные сетки  
 усиления; 5 – верхние надпорные сетки усиления; 6 – забутовка из битого кирпича  
 на растворе; 7 – поверхность перекрытия, подготовленная к бетонированию



Кроме усиления с применением железобетона, армированной штукатурки и кладки для усиления каменных конструкций широко применяются конструктивные элементы из металла.

Это в первую очередь – металлические обоймы (рис. 5.23). Необходимо отметить, что одновременное усиление обоймой и инъектированием позволяет существенно повысить несущую способность конструкции и используется в том случае, если раздельного применения этих способов усиления недостаточно.

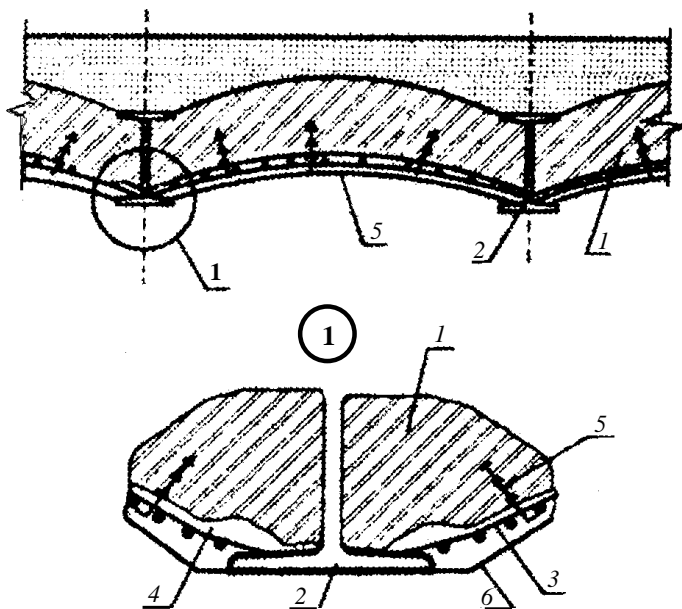


Рис. 5.23. Устройство железобетонного наращивания в виде арочной плиты снизу:

- 1 – арочное перекрытие из кирпича; 2 – несущие металлические балки;
- 3 – арматурная сетка; 4 – пазы в перекрытии для опирания железобетонного наращивания; 5 – анкеры (ерши) для закрепления сеток, забитые в швы кладки;
- 6 – железобетонное наращивание в виде арочной плиты

При устройстве комбинированного усиления сначала устанавливают металлическую обойму, затем производят инъектирование раствора в кладку.

Так же как и в случае железобетонных обойм, при ширине обоймы, превышающей толщину более чем в два раза, требуется уста-

навливать дополнительные поперечные связи (рис. 5.24). Эти связи устанавливаются между противоположными ветвями обоймы в специально просверленных сквозь кладку отверстиях. Расстояние между связями принимается не более 1 м по высоте и 75 см по длине стен.

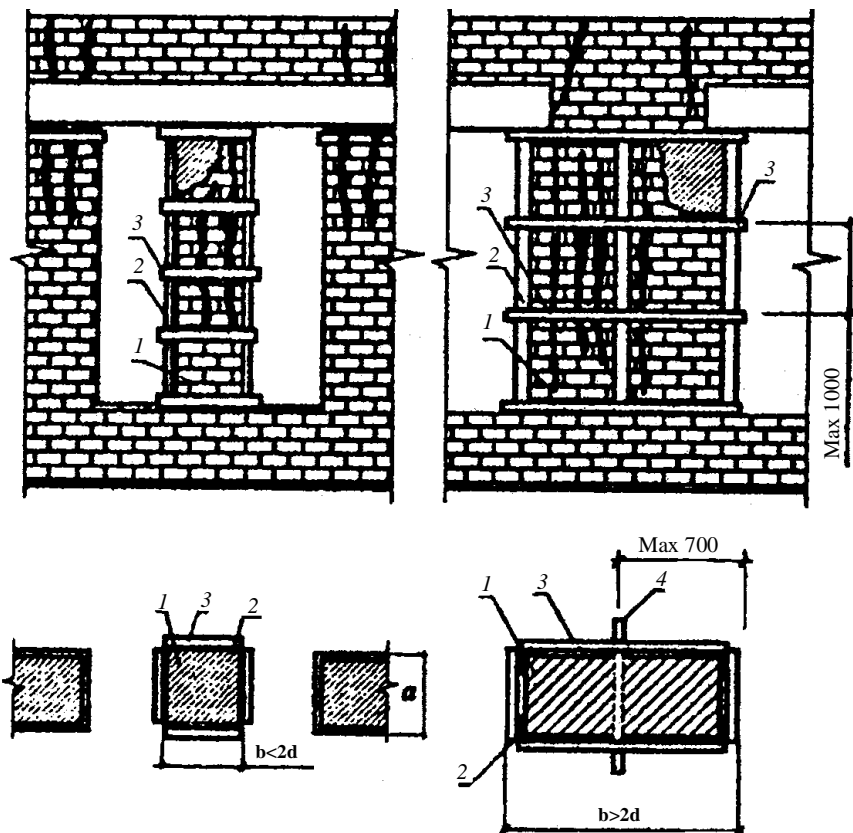


Рис. 5.24. Усиление простенков стальными обоймами:

- 1 – кирпичный элемент; 2 – стальные уголки;  
3 – планка; 4 – поперечная связь

Также кирпичные простенки усиливают накладными поясами из уголков (рис. 5.25) или из швеллеров, подведением стоек из уголков.

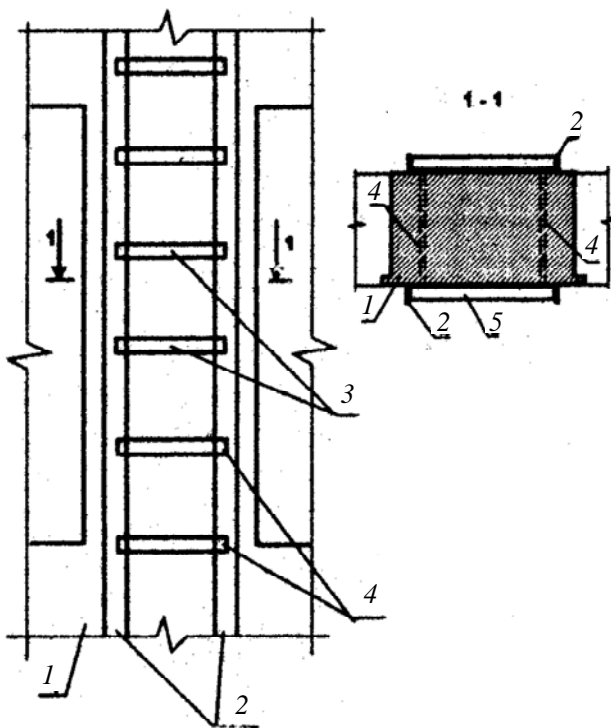


Рис. 5.25. Устройство накладных поясов из уголков:  
 1 – усиливаемый простенок; 2 – уголки накладных поясов; 3 – поперечные планки;  
 4 – стяжные болты, 5 – штукатурка цементно-песчаным раствором по металлической сетке

Один из вариантов таких стоек, напрягаемых при выпрямлении «подломленных» стоек из уголков, приведен на рис. 5.26. При этом способе усиления стойки выполняются несколько длиннее расстояния между перемычкой и полом, крепятся к оголяемой арматуре перемычек и устанавливаются на растворе закладной детали. Стойки выпрямляются, стягиваясь попарно струбцинами, при этом создается преднапряжение. После выпрямления «надломы» – разрезы в полках уголков – завариваются.

Все металлические элементы обойм, накладных поясов, стоек необходимо защитить от коррозии отштукатуриванием с последующим трещиностойким лакокрасочным покрытием.

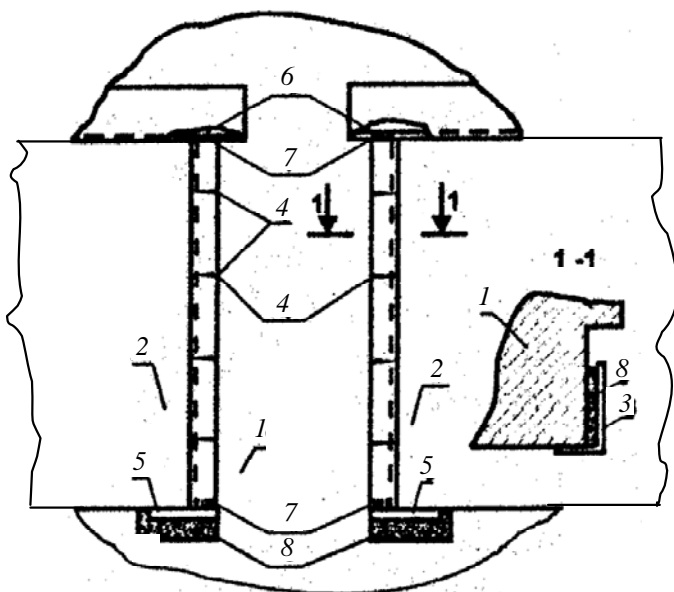


Рис. 5.26. Подведение надломленных стоек из уголков:  
 1 – усиваемый простенок; 2 – проемы; 3 – стойки из неравнобокого уголка, выгнутые в сторону простенка; 4 – линии надлома (разрезы) с последующей заваркой щели; 5 – закладная деталь; 6 – оголенная арматура перемычек; 7 – сварка; 8 – раствор

Кирпичные и каменные конструкции часто усиливают подведением разгружающих конструкций или дополнительных опор (рис. 5.27).

Например, клинчатые кирпичные перемычки обычно усиливаются уголками  $75 \times 75 \times 8$  мм, устанавливаемыми в предварительно расчищенные швы кладки. Уголки объединяются на сварке горизонтальными стальными пластинами. Нагрузка от перемычки, воспринимаемая уголками, передается на стены посредством подвески из полосовой стали (рис. 5.27, а) или через стальные балочки из уголкового или швеллерного проката, заложенные в пробитые в стене отверстия (рис. 5.27, б).

После монтажа элементов усиления все пробитые в стене отверстия зачеканиваются мелкозернистым бетоном класса С35/45, приготовленным на безусадочном цементе.

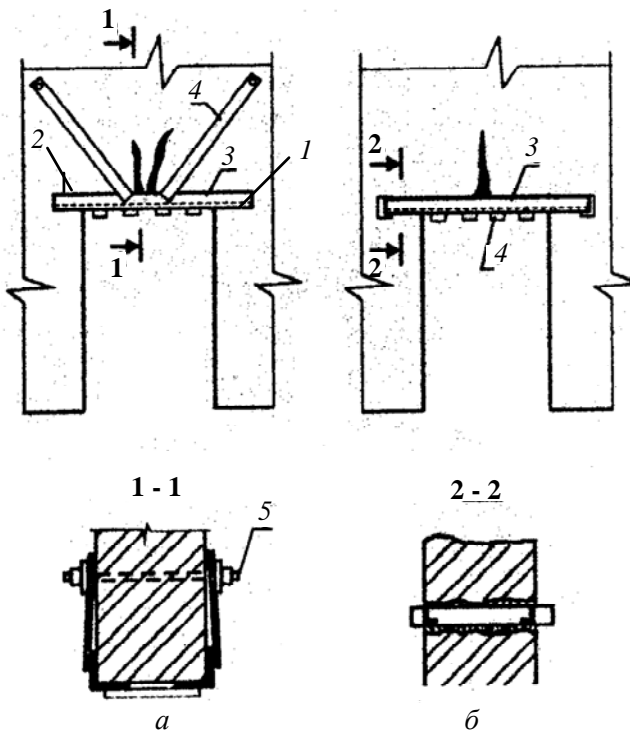


Рис. 5.27. Конструкции усиления кирпичных перемычек:  
*а* – усиление перемычки подвеской; *б* – усиление перемычки уголками;  
 1 – сетка; 2 – штыри; 3 – уголок; 4 – пластина; 5 – болт

Каменные арочные перекрытия могут быть усилены подведением металлических разгружающих балок, как продольных, так и поперечных. Указанные балки могут крепиться как к существующим несущим металлическим балкам перекрытия, так и заводиться непосредственно в стены.

При усилении отдельных элементов и зданий в целом широко используются предварительно-напряженные элементы. Так, при усилении тех же каменных перекрытий целесообразна установка затяжек для восприятия распора. Причем затяжку можно непосредственно приваривать к существующим металлическим балкам, создавая напряжение термическим способом или с помощью стяжных муфт. Существует способ и без сварки (рис. 5.28).

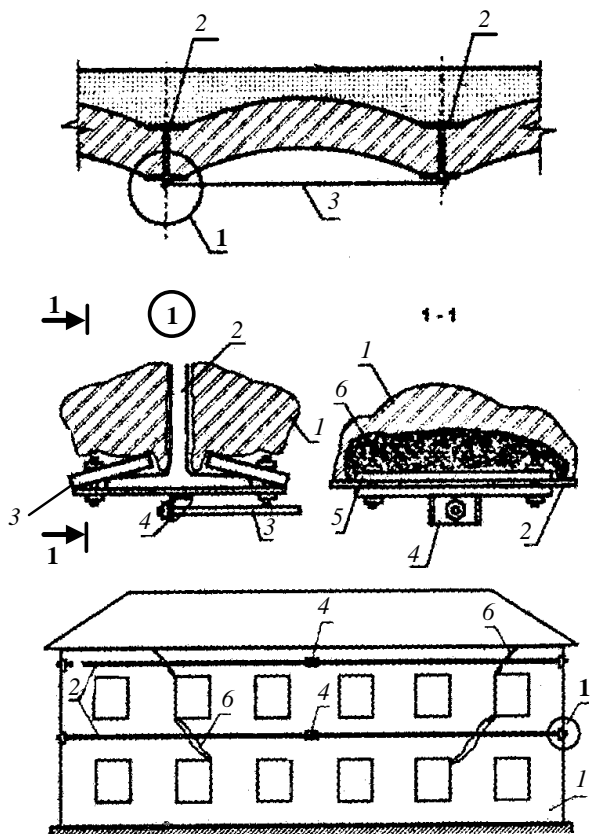


Рис. 5.28. Установка затяжек для восприятия распора:

1 – арочное перекрытие из кирпича; 2 – несущие металлические балки (двутавр, рельс); 3 – затяжка из арматурной стали с гайками на концах; 4 – упор для затяжки в виде уголка с ребрами жесткости; 5 – крепление к полке балки с помощью пластин и болтов; 6 – ниши в перекрытии (после устройства крепления заполнить раствором)

Часто возникает необходимость усиления здания в целом или его больших блоков – целиком продольных или поперечных стен. Это происходит в связи с появлением недопустимых трещин и деформаций. Причинами указанного являются различные факторы: неравномерные осадки фундаментов, вибрационное воздействие оборудования или транспорта, перегрузка стен, ошибки проектирования и т. д. При значительном раскрытии наклонных трещин, располо-

женных в противоположных направлениях на разных концах здания (рис. 5.29 и 5.30), что свидетельствует о значительных деформациях и предаварийном состоянии, для усиления всего здания в целом устраиваются стальные напряженные пояса, устанавливаемые на уровне перекрытий и покрытия.

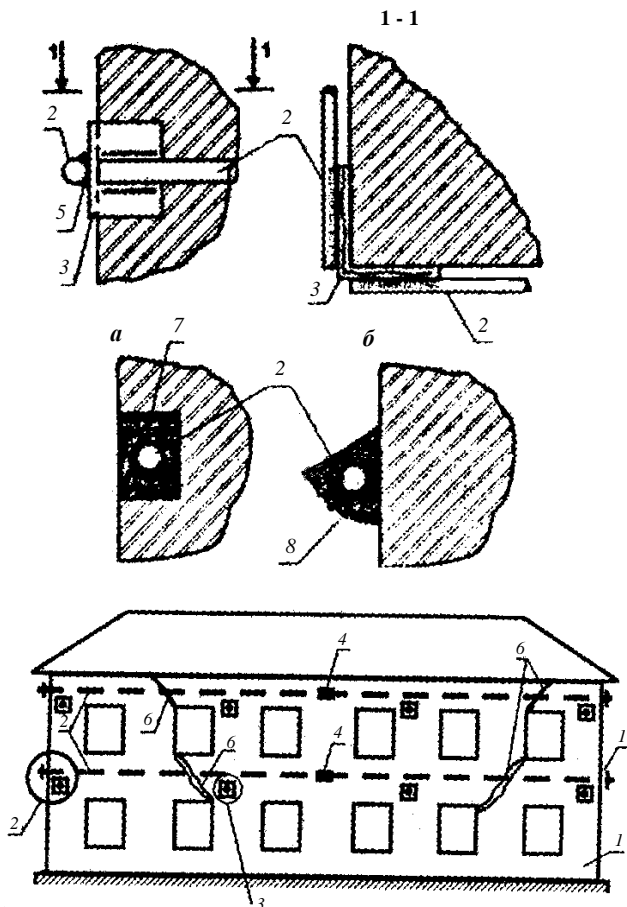


Рис. 5.29. Устройство напряженных поясов с наружной стороны здания:  
 1 – деформированное здание; 2 – стальные вяжи; 3 – прокатный профиль из уголка 150 × 150 мм; 4 – стяжные муфты; 5 – сварной шов; 6 – трещины в стенах здания;  
 7 – штраба в стене для тяжа, заполненная цементно-песчаным раствором;  
 8 – промежуточный карниз из цементно-песчаного раствора;  
 а, б – варианты установки тяжей

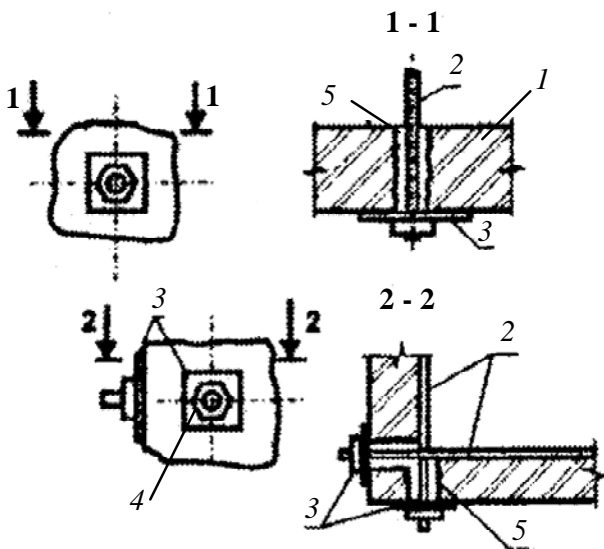


Рис. 5.30. Устройство напряженных поясов с внутренней стороны здания:  
 1 – деформированное здание; 2 – стальные тязи с гайками; 3 – металлические пластины; 4 – стяжные муфты; 5 – отверстия в стенах, которые заделываются раствором после упаковки тязей

Указанные напряженные пояса располагаются снаружи здания или с внутренней стороны стен. Возможно стягивание напряженными поясами не всего здания, а только одной его (аварийной) части. Следует заметить, что напряженные пояса стягивают как продольные, так и поперечные стены. Напряженный пояс, часто называемый словом «бандаж», изготавливается из стержней диаметром 20–40 мм, соединенных стяжными муфтами с левой и правой резьбой. Кроме стержней можно использовать швеллеры, спаренные уголки и т. п. В последнем случае получаем усиливающий элемент, который может работать и на растяжение, и на восприятие сжимающих усилий. Такая усиливающая конструкция называется связью-распоркой. На рис. 5.31 приведен пример расположения напряженных связей, стягивающих противоположные продольные стены здания, что необходимо при нарушении совместной работы продольных и поперечных стен вследствие образования трещин.



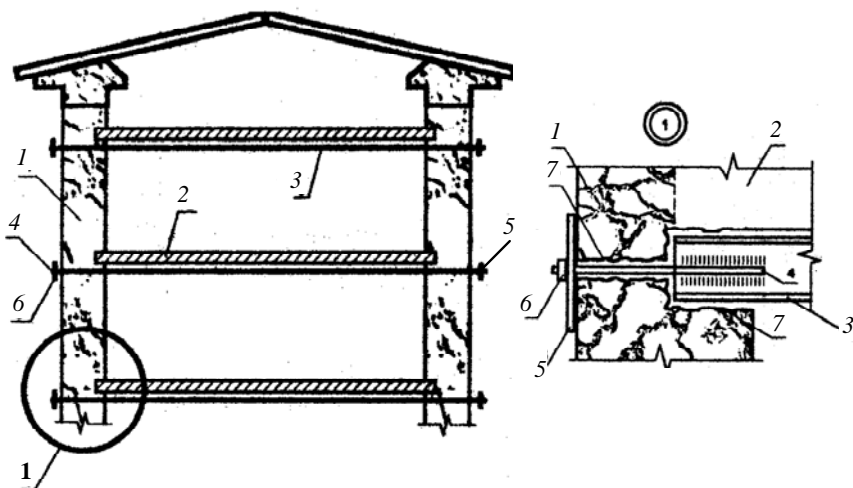


Рис. 5.31. Установка поэтажных связей-распорок:

1 – стены; 2 – перекрытия; 3 – связи-распорки из прокатного металла (швеллер, уголок); 4 – тяз с резьбой, приваренный к связям-распоркам; 5 – шайба; 6 – гайка для натяжения; 7 – отверстия и ниши в стенах (после установки тяжей и связей-распорок заполняются цементно-песчаным раствором)

Также рекомендуется устанавливать поперечные стальные гибкие связи диаметром 20–25 мм в уровне перекрытий, закрепив их к стенам с помощью распределительных прокладок из швеллеров или уголков.

Стальные тяги и связи-распорки могут располагаться по поверхности стен (см. рис. 5.29, сечение 2–2, *a*) и перекрытий либо в «бороздах» или, как их еще называют, в «штрабах» (см. рис. 5.29, сечение 2–2, *б*). После натяжения борозды заделываются цементно-песчаным раствором. Тяжи и распорки, расположенные по поверхности конструкции, тоже заделывают штукатуркой. Крепление напрягаемых связей осуществляется либо к уголкам, расположенным вертикально по углам здания (см. рис. 5.29), или они закрепляются стяжными гайками, передающими усилие на стены через прокладки или шайбы (см. рис. 5.30 или 5.31). Натяжение тяжей и связей-распорок создается механическим способом и обычно составляет порядка 50 кН.

Возможно усиление напряженными поясами и отдельных стен. При наличии сквозных широко раскрытых трещин стены усилива-

ются автономно. Для этого на усиливаемой стене с внешней и с внутренней сторон устанавливаются стальные тяжи, которые с помощью поперечных балок-швеллеров замыкаются в поясе. Тяжи натягиваются посредством гаек или стяжных муфт.

Однако следует учитывать, что усиление поясом кирпичных стен неотопливаемых зданий может оказаться неэффективным из-за больших температурных деформаций металла, в результате которых изменяется усилие обжатия стен и трещины периодически раскрываются. Для стабилизации обжатия применяется специальное пружинное устройство (стабилизатор), которое размещается под поперечной балкой (рис. 5.32). Оно состоит из распределительной плиты 2, упорного уголка 3 и изогнутой стальной пластины-рессоры 4. Стабилизация усилия обжатия при температурных деформациях пояса достигается за счет упругой работы рессоры.

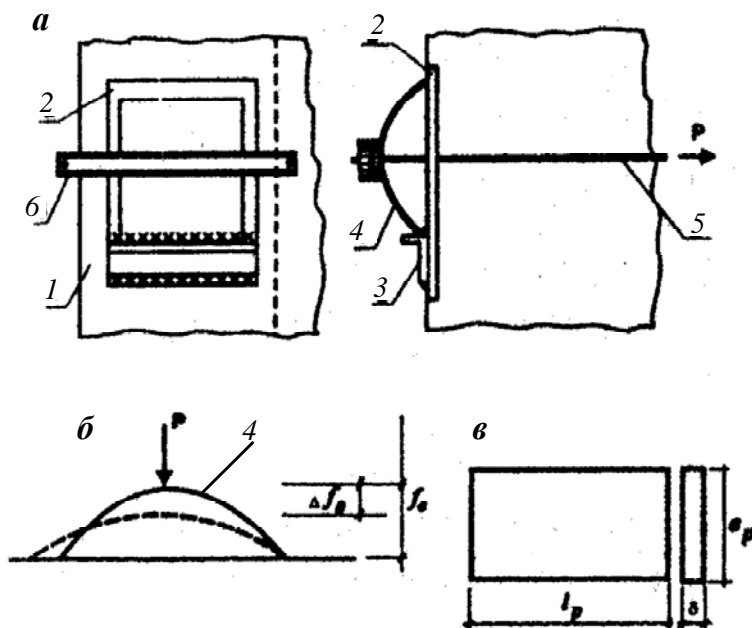


Рис. 5.32. Конструкция стабилизирующего устройства:  
*a* – эскиз стабилизирующего устройства; *б* – расчетная схема рессоры;  
*в* – расчетное сечение; 1 – кирпичная стена; 2 – стальной лист; 3 – упорный  
 уголок; 4 – рессора; 5 – тязь; 6 – поперечная балка

Стены зданий, имеющие значительное отклонение от вертикали, а также выпучивание кладки, часто усиливаются с помощью кирпичных или бетонных контрфорсов, которые устанавливаются на всю высоту стены или часть ее.

Под контрфорсы изготавливаются отдельные фундаменты с проверкой расчетом на опрокидывание. Поскольку контрфорсы портят внешний вид здания, ими обычно пользуются для усиления стен дворовых фасадов.

При реконструкции часто возникает необходимость во временном усилении (раскреплении) стен и перегородок из каменных материалов. Такое усиление необходимо при отклонении стен от вертикали и их выпучивании на величину более  $1/3$  толщины. При высоте стен до 6 м их раскрепляют подкосами из бревен, установленными с шагом 3–4 м, причем верхние концы подкосов упираются в металлические штыри, забитые в швы кладки. При высоте стен до 12 м применяют двойные подкосы из бревен (брусьев), которые крепятся в пристенные стойки и распределительные брусья. При высоте стен более 12 м их крепление осуществляется тяжами с натяжными муфтами, при этом рационально использовать расположенные рядом устойчивые здания и сооружения (рис. 5.33).

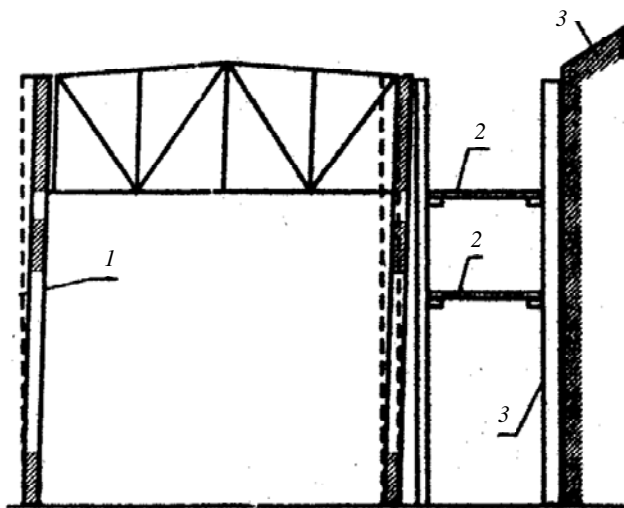


Рис. 5.33. Крепление наклонившейся стены к стенам устойчивых зданий: 1 – деформированное здание; 2 – распорка; 3 – устойчивое сооружение

Поврежденные несущие простенки возможно разгрузить, установив в смежных проемах временные стойки (рис. 5.34) или (при технологической возможности) заложив их кирпичной кладкой (рис. 5.35).

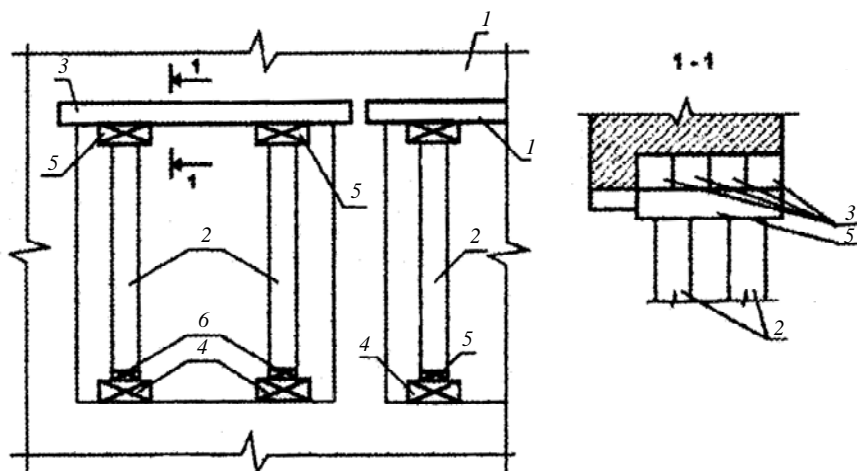


Рис. 5.34. Разгрузка с последующей заменой простенка (столба):

1 – усиливаемый простенок (столб); 2 – разгрузочные стойки;  
3 – железобетонные перемычки; 4 – лежень; 5 – подкладка; 6 – клинья

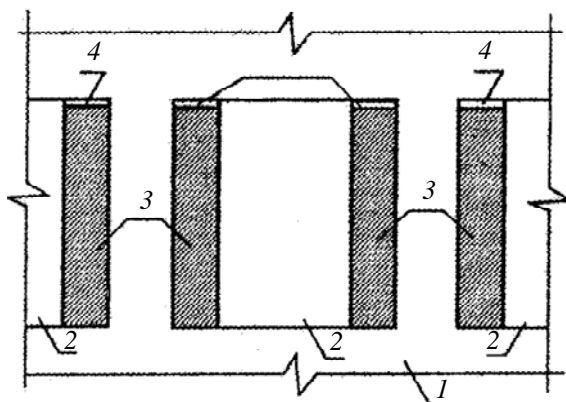


Рис. 5.35. Частичное или полное заполнение проемов кладкой:

1 – усиливаемые простенки; 2 – оконные проемы; 3 – кладка из кирпича марки М75-100 на растворе марки М50-75; 4 – шов, раскливаемый металлическими пластинами и зачеканиваемый цементно-песчаным раствором

При опирании на усиленные простенки стропильных конструкций, балок и прогонов их разгружают путем подведения под опорные части этих конструкций временных деревянных или металлических рам или кирпичных столбов на гипсовых растворах.

Усиление углов зданий и при других местных разрушениях можно производить с помощью накладок из швеллера, уголка или полосовой стали (рис. 5.36). Накладки размещаются на внутренней или наружной поверхности стены и соединяются с помощью болтов, проходящих через заранее просверленные отверстия. Длина накладок назначается в пределах 1,5–3 м. Она зависит от вида и степени разрушения.

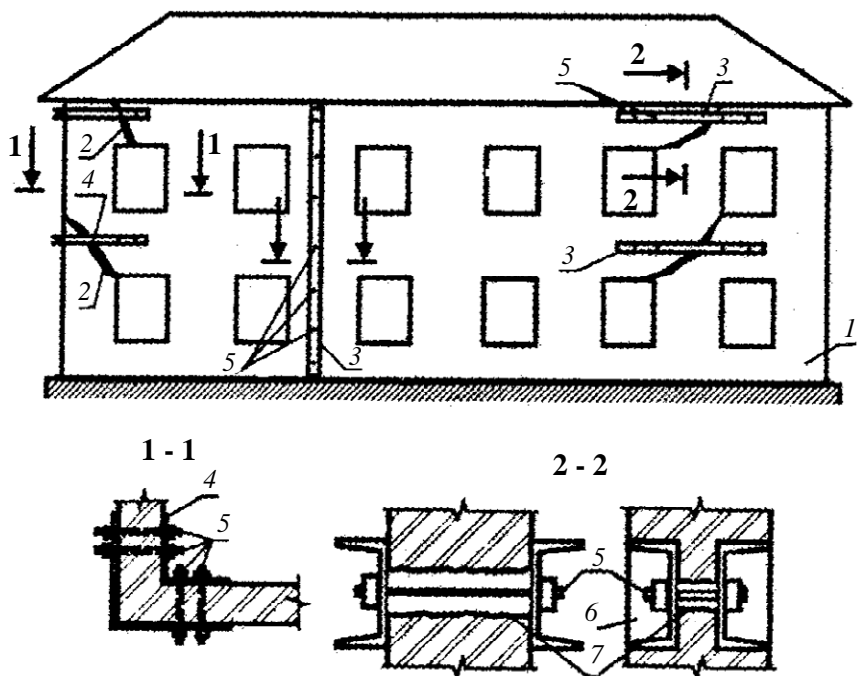


Рис. 5.36. Установка металлических накладок:

1 – деформированное здание; 2 – трещины в стенах здания; 3 – накладки из швеллеров; 4 – накладки из металлических пластин; 5 – стяжные болты; 6 – штраба для установки пластин, заделываемая раствором; 7 – отверстия в стенах для болтов (после установки болтов зачеканиваются раствором)

Усиление зоны сопряжения продольной и поперечной стен при отрыве последней осуществляется стальным поясом (по вышерассмотренной методике) или стяжными болтами (рис. 5.37). Стяжные болты диаметром 18–22 мм располагаются по высоте стены с интервалом 0,8–1,5 м. Усилие сжатия от болтов передается на наружную стену через продольные накладки, а на внутреннюю – через анкерные болты, закладываемые в пробитые в стене отверстия и заделанные потом мелкозернистым бетоном класса С30/37–С35/45. Для увеличения жесткости сопряжения продольные накладки соединяются на сварке поперечными элементами: швеллерами или уголками. Шаг поперечных элементов принимается таким же, как и стяжных болтов.

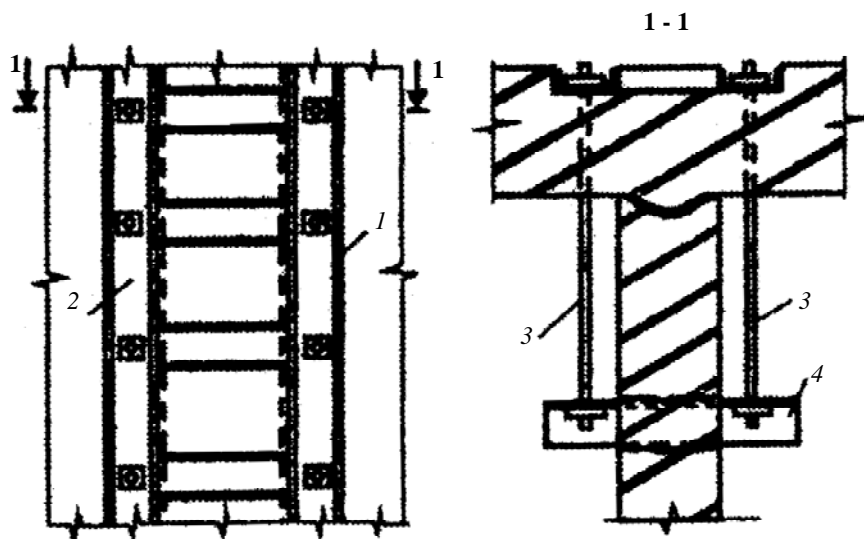


Рис. 5.37. Усиление оторванной поперечной стены стяжными болтами:  
1 – контрфорс; 2 – стальные накладки; 3 – стяжные болты; 4 – анкерная балка

Характерные разрушения кирпичных стен, поврежденных в зоне опирания конструкций перекрытий и покрытий, – короткие трещины и раздробление кирпича. Причиной разрушения являются малая площадь опирания конструкции, а также отсутствие распределительных устройств: железобетонной подушки, бетонного слоя и пр. Усиление, как правило, осуществляется тремя способами, в зависимости от вида конструкции.

*Способ 1.* Увеличение площади опирания балки с помощью металлических или железобетонных стоек, усилие от которых передается на стену вне зоны ее разрушения (рис. 5.38, *а*).

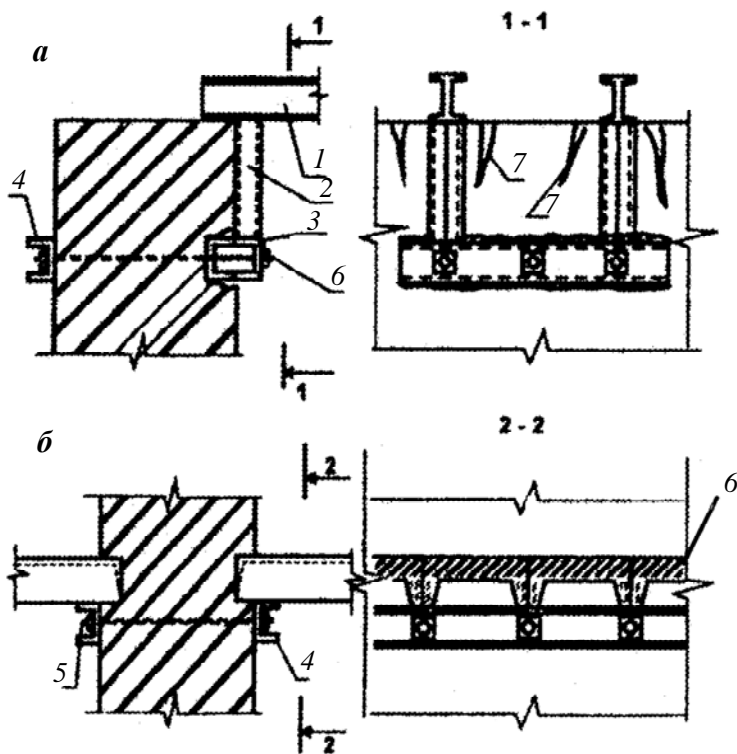


Рис. 5.38. Увеличение площади опирания балок и плит на кирпичную стену:

*а* – опирание балок; *б* – опирание плит;

1 – балка; 2 – стойка из швеллеров; 3 – балка усиления; 4 – швеллер;

5 – болт; 6 – плита перекрытия; 7 – трещины в кладке

*Способ 2.* Увеличение площади опирания плит посредством стального пояса, закрепленного в зоне разрушения кладки (рис. 5.38, *б*).

*Способ 3.* Устройство под концом плит перекрытий железобетонных поясов (рис. 5.39) или у балок – железобетонной подушки.

В третьем способе усиления перед устройством железобетонных поясов требуется разгрузка стены посредством временных опор (стоек), подводимых под балку, после чего разрушенная часть клад-

ки высотой в два-три ряда удаляется, а на ее место устанавливается железобетонная подушка, армированная пространственным каркасом из стержней диаметром 12–16 мм. Временные опоры убираются, когда бетон достигнет требуемой прочности.

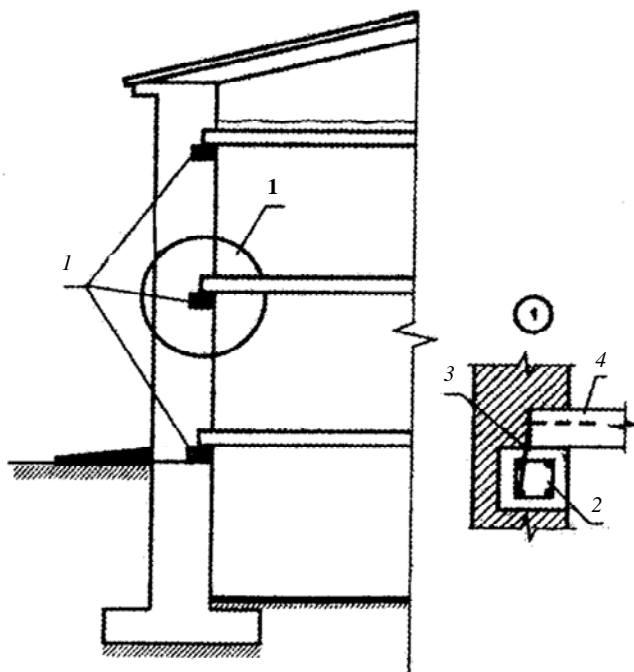


Рис. 5.39. Устройство железобетонных поясов:

1 – железобетонные пояса; 2 – схема размещения арматуры в поясе;  
3 – металлический анкер; 4 – железобетонная плита перекрытия

При неравномерных деформациях основания в цокольной части здания образуются вертикальные трещины. Для устранения данного дефекта устраиваются сталебетонные пояса.

В стене пробивается горизонтальная штраба, в штрабу на цементно-песчаном растворе устанавливаются прокатные швеллеры 1. Через сквозные отверстия в стене заводятся стальные шпильки 2, которыми стягиваются швеллеры 1.

После выполнения работ производится обетонирование бетоном класса С 15/20.



## **Глава 6. СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ**

### **6.1. Дефекты фундаментов старых зданий и причины их возникновения**

Формы фундаментов старых зданий простейшие: прямоугольные, пирамидальные, уступчатые. Преимущественно возводились ленточные фундаменты, реже – столбчатые. Основанием зданий старой постройки служили естественные грунты. В старых городах многие здания возводились на насыпных грунтах, достигающих в отдельных местах 7–9 м.

На слабых грунтах при высоком уровне подземных вод применялись короткие либо относительно длинные деревянные сваи. Короткие сваи использовались еще в Древнем Риме для уплотнения грунтов, а также в средневековой России. В Петербурге, как правило, применялись относительно длинные сваи – до 8 м. По сваям обычно устраивали деревянный ростверк, на котором возводили бутовую кладку фундамента. Эффективная работа таких фундаментов связана с уровнем подземных вод. Повсеместное понижение этого уровня в больших городах приводит к гниению древесины и разрушению ростверков.

Обследования большого количества зданий свидетельствуют о следующем:

разрушение фундаментов как конструкций происходит из-за снижения прочности раствора кладки либо его выноса с водой;

грунты в основании за длительный период времени спрессовались, однако имеются локальные нарушения грунтов;

в результате поднятия культурного слоя грунта нарушена изоляция стен над обрезом фундамента;

кладка непосредственно над обрезом фундамента разрушена вследствие промерзания-оттаивания в увлажненном состоянии;

нарушена старая глиняная изоляция стен подвала на участках ввода в подвал инженерных сетей;

нарушена изоляция пола подвала.

Все перечисленные нарушения типичного бутового фундамента систематизированы на рис. 6.1. В табл. 6.1 указаны причины возникновения дефектов.

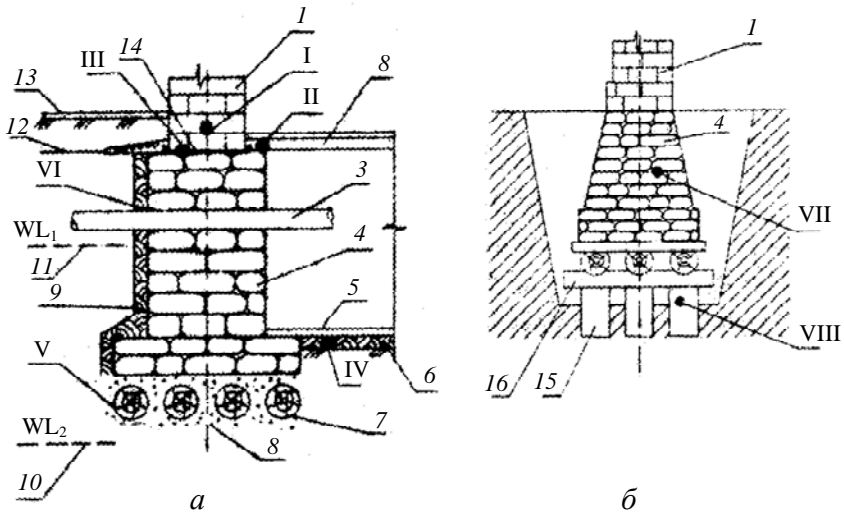


Рис. 6.1. Традиционные конструкции фундаментов старых зданий с характерными дефектами:

- а* – бутовый фундамент на естественном основании; *б* – фундамент на сваях;  
 1 – кирпичная кладка стены; 2 – надподвальное перекрытие; 3 – труба, пропущенная через фундамент; 4 – бутовая кладка на растворе; 5 – пол подвала;  
 6 – гидроизоляция пола; 7 – деревянные лежни; 8 – каменная забутовка;  
 9 – гидроизоляция фундамента; 10 – горизонт подземных вод на момент реконструкции; 11 – то же на момент строительства; 12 – старая планировочная отметка; 13 – новая планировочная отметка с поднятием культурного слоя;  
 14 – старая противокapиллярная гидроизоляция; 15 – деревянные сваи;  
 16 – деревянный ростверк

Таблица 6.1

Дефекты фундаментов старых зданий  
и причины их возникновения

Позиция на рис. 6.1	Вид дефекта	Причины его возникновения
1	2	3
I	Разрушение кирпичной кладки над обреза́м фундамента	Циклическое промерзание и оттаивание увлажненной кирпичной кладки. Увлажнение кладки над обреза́м за счет поднятия культурного слоя

1	2	3
II	Коррозия металлических или гниение деревянных балок надподвального перекрытия	Повышенная влажность в подвалах, отсутствие вентиляции, нарушение гидроизоляции стен и полов
III	Разрушение изоляции кирпичных стен (от капиллярного подсоса)	Старение материала, хрупкость старой гидроизоляции
IV	Нарушение гидроизоляции пола подвала	Механическое повреждение при откопке траншей, пробивке отверстий в полу
V	Гниение деревянных лежней	Понижение уровня подземных вод либо повышение температуры воды за счет утечек из теплосети
VI	Нарушение гидроизоляции стены в местах прокладки коммуникаций	Плохая заделка мест ввода коммуникаций, разрушение старого гидроизоляционного слоя
VII	Разрушение раствора в швах кладки	Агрессивность подземных вод. Снижение прочности раствора со временем, выщелачивание раствора
VIII	Гниение деревянных свай	Понижение горизонта подземных вод, повышение температуры воды, грибковые поражения древесины

От разрушения старые здания на слабых грунтах зачастую спасают оригинальные конструкции несущих стен в виде деревянного каркаса с заполнением из мятой глины. Здания с аналогичными конструкциями стен из прессованного грунта (землебита) можно наблюдать в ряде стран Европы.

В процессе длительной эксплуатации зданий и сооружений происходят деформации конструкций, вызываемые различными причинами. При строительстве зданий на слабых грунтах основными причинами деформаций являются неравномерные осадки. Последние вызывают разрушения самих фундаментов, стен, колонн, перекрытий (см. табл. 6.1).

Выбор технологии усиления оснований и фундаментов зависит от рассмотренных факторов, а также от вида предполагаемых работ: консервации, реставрации либо реконструкции. Реконструкция может

быть связана с увеличением нагрузок на существующие фундаменты за счет надстроек, замены деревянных перекрытий железобетонными, изменения технологии и пр. Основополагающими являются факторы, связанные с конструктивными особенностями здания, состоянием грунта в основании и оснащенностью организаций, осуществляющих работы. Разработанным на сегодня оборудованием можно выполнять работы по усилению оснований и фундаментов технологично, быстро, надежно, с минимальным использованием ручных операций.

При сложных случаях реконструкции используют несколько технологических приемов. Так, например, частичная традиционная перекладка фундаментов может выполняться в комплексе с инъекционными технологиями.

Во всех случаях предложенная технология должна обеспечить надежную, длительную дальнейшую эксплуатацию, соответствующую данному при проектировании геотехническому прогнозу. Экологический аспект в большей степени касается многочисленных химических способов искусственного улучшения свойств грунтов.

Причины, обуславливающие необходимость усиления оснований и фундаментов:

- увеличение нагрузки на фундаменты;

- разрушение кладки фундамента или снижение его гидроизолирующих свойств;

- ухудшение условий устойчивости фундаментов либо грунтов в их основании;

- увеличение деформативности грунтов;

- непрерывное развитие недопустимых перемещений конструкций.

По мнению специалистов Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, причины деформаций зданий по степени значимости могут быть расположены в следующей последовательности:

- неравномерное уплотнение слабых, заторфованных либо насыпных грунтов вследствие изменения гидрологического режима территории либо неравномерной загрузки этих грунтов;

- нарушение структуры грунтов при откачке вод из подвалов, утечке их в коллекторы с выносом тонкодисперсных частиц (механическая суффозия), динамические воздействия транспорта, промышленная сейсмика;

повсеместное понижение горизонта подземных вод в центральной части города в связи со строительством инженерных сетей глубокого заложения, метро, что ведет к гниению деревянных лежней и свай;

строительство рядом со старыми зданиями новых, соразмерных с существующими;

устройство заглубленных сооружений (гаражей, переходов);

аварии на инженерных сетях, в подвалах здания с выносом грунта в канализационную сеть;

промерзание и оттаивание грунтов в основании;

устройство глубоких инженерных сетей в условиях плотной застройки и пр.

Строительство новых станций метро в самом центре города без предварительного укрепления фундаментов старых зданий может привести к аварийным ситуациям.

В сложных инженерно-геологических условиях городов при большом количестве уникальных памятников необходим соответствующий арсенал технологических способов усиления оснований и фундаментов.

Ошибки при возведении фундаментов старых зданий, погрешности в оценке свойств грунтов приводили к необходимости усиления как самих фундаментов, так и грунтов в их основании.

До середины XX в. изменялись лишь отдельные приемы, использовались новые строительные материалы (металл, бетон, железобетон).

Все традиционные технологии усиления основания и фундаментов сводились в основном к увеличению площади опирания существующих фундаментов и, соответственно, уменьшению интенсивности давления на грунты основания. Параллельно разрабатывались технологические приемы, связанные с искусственным улучшением свойств грунтов в основании путем введения различных химических реагентов.

Увеличение площади подошвы фундаментов достигалось преимущественно за счет создания железобетонных обойм либо банкетов (одно- и двухсторонних). В старое время фундаменты уширялись в виде прикладок, которые выполнялись вперевязку с существующей кладкой (рис. 6.2). Опирание прикладок осуществлялось на различном уровне.

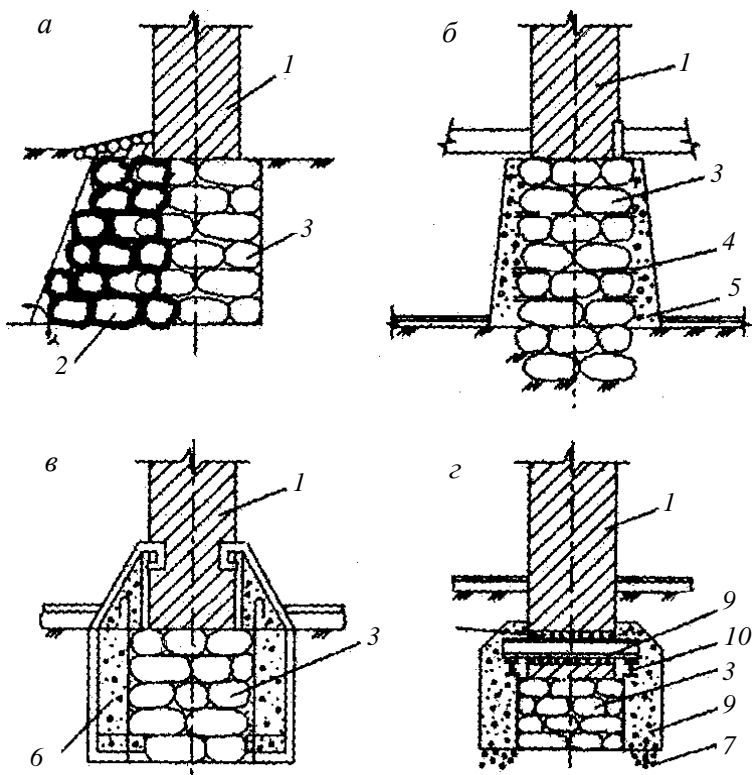


Рис. 6.2. Традиционные технологии усиления фундаментов:

*а* – прикладкой вперевязку; *б, г* – бетонными обоймами; *в* – железобетонными обоймами; *1* – стена; *2* – новая кладка вперевязку со старой; *3* – старая кладка; *4* – металлические штыри; *5* – бетонная обойма; *6* – железобетонная обойма; *7* – щебеночная подготовка; *8* – бетонные банкеты; *9* – рабочая балка; *10* – распределительная балка; *11* – зачеканка литым бетоном

Выполняемые уширения подошвы фундамента без предварительной опрессовки малоэффективны. Как указывалось выше, они вступают в работу лишь при увеличении нагрузки, когда появляются дополнительные осадки. К сожалению, последние могут быть предельным для старого здания, требующего усиления.

Усиление оснований и фундаментов, как правило, производится в том случае, когда грунты перегружены, т. е. под краями фундаментов имеются развитые зоны пластических деформаций. При

вскрытии таких фундаментов (даже локальных) до уровня подошвы может произойти выпор грунта в траншею или шурф (рис. 6.3).

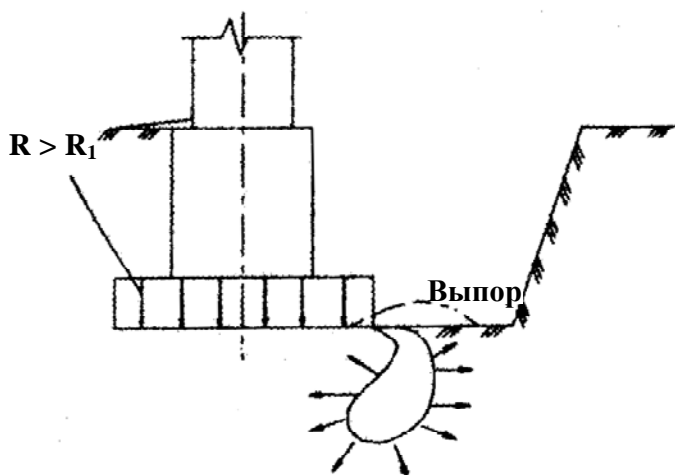


Рис. 6.3. Возможный выпор грунта при откопке траншеи до подошвы существующего фундамента (при усилении с использованием традиционных технологий)

Основные приемы усиления оснований и фундаментов сводятся к следующему. Усиливаемый фундамент разбивают на отдельные захватки (участки) длиной 1,5–2,0 м. На этих участках вручную отрывают траншеи шириной 1,2–2,0 м до подошвы.

После этого в фундамент забивают металлические штыри (либо погружают в заранее пробитые отверстия через 50 см в шахматном порядке), устанавливают опалубку и бетонируют уширение. Имеются технологические приемы, позволяющие выполнить опрессовку грунта. Для этого после разработки траншеи бетонируют прилегающие к граням фундамента банкеты без омоноличивания их с кладкой существующих фундаментов. Затем в пробитые проемы устанавливают стальные балки, которые являются упорами для гидравлических домкратов. Эти домкраты обжимают грунты в основании устраиваемых уширений. После опрессовки домкраты извлекают и бетонируют банкет (рис. 6.4).

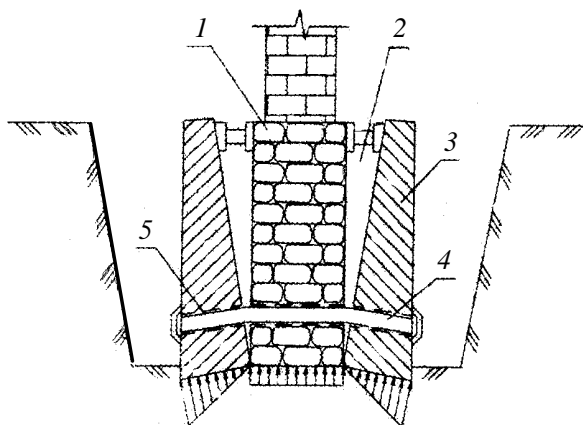


Рис. 6.4. Усиление фундаментов дополнительными блоками, обжимающими грунт оснований при их повороте:

1 – существующий фундамент; 2 – щель, раскрываемая при повороте блоков; 3 – железобетонный блок; 4 – анкерное крепление; 5 – отверстие для анкеров

Опрессовка грунта основания под уширением может осуществляться при установке дополнительных железобетонных сборных блоков уширения с двух сторон старого фундамента. Нижнюю часть этих блоков стягивают анкерами из арматурной стали (см. рис. 6.4); верхнюю часть раздвигают клиньями либо домкратами. Это дает возможность обжать неуплотненный грунт и включить его в работу под уширением. Реализация предлагаемого технологического приема связана с определенными сложностями, особенно в слабых грунтах. Вскрытие такого грунта до подошвы фундамента опасно по причинам, указанным выше (см. рис. 6.3). Зона уплотнения может оказаться незначительной по сравнению с зонами расструктурирования грунта.

Значительная часть нагрузки будет передаваться через подошву старого фундамента. Здесь технология работ должна исключить выпор грунта. Даже при простейшем традиционном методе усиления проблемы технологии и геотехники тесно переплетаются.

Все рассмотренные технологические приемы усиления сложны и дорогостоящи, а главное, выполняются преимущественно вручную. Кроме того, в местах, где горизонт подземных вод достаточно высок, стоимость усиления резко возрастает в связи с необходимостью специальных работ по откачке воды из траншей. Откачка должна



вестись с таким условием, чтобы исключить нарушение естественного сложения грунтов в основании фундаментов реконструируемого здания. В противном случае работы по усилению только усугубят состояние здания в целом.

Для ветхих фундаментов весьма опасна заделка металлических штырей в тело фундамента.

По целому ряду причин в условиях слабых грунтов полностью неприемлем способ подведения новых фундаментов с увеличением глубины заложения подошвы. Такие способы нетехнологичны и могут быть реализованы лишь в достаточно прочных грунтах при низком горизонте подземных вод, где не требуется усиление фундаментов.

## **6.2. Химическое закрепление грунтов**

В мировой практике существует богатый арсенал различных химических реагентов, способных закрепить грунт основания на достаточно длительный период. К достоинствам химических способов относятся:

- высокая степень механизации всех операций;

- возможность упрочения грунтов до заданных проектом параметров в их естественном залегании;

- сравнительно малая трудоемкость;

- резкое сокращение ручного неквалифицированного труда по откопке траншей.

К достоинствам также можно отнести сравнительно невысокую стоимость исходных материалов (возможность использования отходов производства), в частности, для улучшения свойств грунтов основания можно использовать кубовый остаток – отход от производства кремнийорганических соединений (этилсиликат натрия). С использованием отходов производства кремнийорганических соединений были стабилизированы аварийные осадки зданий на морозоопасных и просадочных грунтах.

Химическое закрепление грунтов позволяет успешно решать многие задачи реконструкции при достаточно сложных инженерно-геологических условиях.

В последние годы говорится о возможности создания нетоксичных либо слаботоксичных составов для закрепления грунта с использованием карбамидных смол. Указывается, что при соблюдении

предлагаемых технологически сложных приемов можно снизить канцерогенность этих смол. В связи с усиленным вниманием к охране окружающей среды необходимо более строго подходить ко всем рекомендуемым «универсальным» химическим реагентам. Так, несомненно вредное воздействие на окружающий незакрепленный грунт и подземные грунтовые воды широко рекомендуемых кислот и щелочей высокой концентрации. Специальными исследованиями была выявлена токсичность и экологическая несостоятельность целого ряда реагентов, рекламируемых для закрепления грунтов в условиях реконструкции, в частности, акриловых, фенольно-формальдегидных, фурановых, хромлигниновых и карбамидных смол с несвязным формальдегидом.

В рекомендациях по укреплению водонасыщенных слабых грунтов защелачиванием предлагается в слабые пылевато-глинистые грунты нагнетать под давлением концентрированные растворы каустика. Предполагается, что под воздействием высококонцентрированного каустика произойдет частичное поверхностное растворение глинистых минералов с образованием щелочных алюмосиликатных гелей, способных надежно закреплять слабые грунты.

Представляется обоснованным отказ многих специалистов от использования большей части химических реагентов, за исключением традиционно применяемых силикатов (одно- и двухрастворная силикатизация).

Однорастворная силикатизация заключается в том, что в грунт нагнетается предварительно подготовленная композиция из гелеобразующей основы (жидкого стекла) и отвердителя. При невысокой вязкости смеси она может нагнетаться даже в слабофильтрующие песчаные грунты (с коэффициентом фильтрации 1–5 м/сут).

Сравнительно новая технология была названа газовой силикатизацией. Сущность способа состоит в том, что в закрепляемый грунт первоначально (под давлением до 0,2 МПа) вводят углекислый газ с целью активации поверхности минеральных частиц, а затем – раствор жидкого стекла плотностью 1,19–1,30 г/см<sup>3</sup> (в зависимости от водопроницаемости грунта). Газовая силикатизация, к сожалению, мало расширяет пределы применимости способа и ограничивается песчаными разностями с коэффициентом фильтрации до 0,5 м/сут.

При электросиликатизации (рис. 6.5) одновременно с нагнетанием в слабофильтрующие грунты однорастворной гелеобразующей

смеси на основе силиката натрия на иньекторы подается напряжение от источника постоянного тока. Расход электроэнергии обычно составляет до 30 кВт на 1 м<sup>3</sup> закрепляемого грунта. Расход растворов такой же, как при обычной силикатизации. Количество гелеобразующей смеси, введенной в супесь ( $P_{\phi} = 0,01$  м/сут) в течение 28 ч по способу электросиликатизации, в 2,5 раза больше, чем при обычной однорастворной силикатизации.

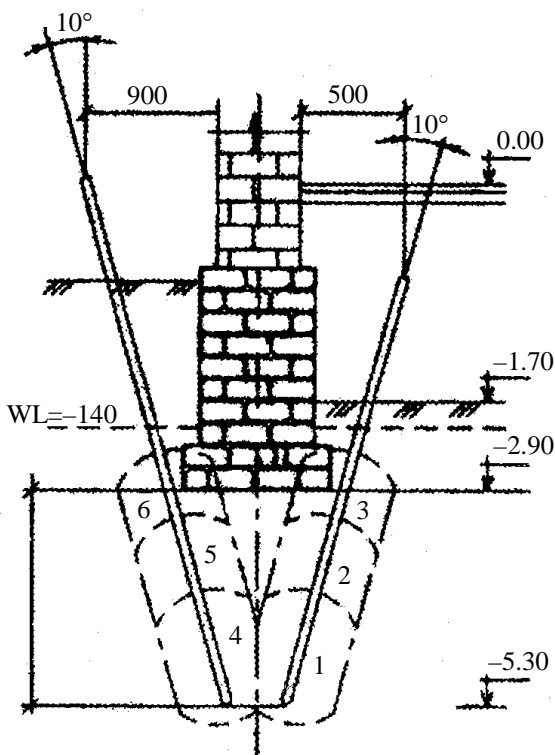


Рис. 6.5. Электрохимическое закрепление слабых грунтов в основании фундаментов

Вполне безопасным с точки зрения воздействия на окружающую среду является закрепление грунтов с использованием портландцемента. Затвердевший портландцемент в основном состоит из гидросиликата кальция, практически не растворимого в воде. В силу этого

перспективными представляются инъекционные и буросмесительные способы. Технология их применения основана на смешивании слабых грунтов с водоцементной суспензией.

Предполагаются перспективные смеси, в состав которых входят экологически чистые материалы: цемент, бентонит, силикатная и минеральная добавки. Наиболее эффективным считается применение таких смесей для укрепления аллювиальных (наносных) грунтов и устройства надежных противодиффузионных завес. Основными преимуществами смеси являются отсутствие загрязнения окружающей среды, возможность использования многих типов цемента высокая подвижность при коротком времени схватывания.

### **6.3. Новые технологии с высокой степенью механизации работ**

В мировой и отечественной практике в последние годы широко применяются новые технологии, основанные на традиционных способах усиления оснований и фундаментов. Разрабатываются принципиально новые технологии, в основу которых положена высокая степень механизации работ. При этом характерные для такого вида работ ручные операции сводятся до минимума.

В каждом конкретном случае технологические приемы могут быть подобраны в зависимости от определяющих факторов, в том числе от цели реконструкционных работ (спасение аварийно-деформированного здания, увеличение нагрузки на фундамент, возведение нового здания рядом со старым, прокладка глубоких инженерных сетей и строительство метро в условиях городской застройки). Здесь важными факторами являются:

- конструктивные особенности здания;
- состояние грунтов в основании;
- гидрогеологические характеристики площадки.

Проанализированные выше традиционные технологии, связанные с уширением подошвы фундаментов, на современном этапе могут быть трансформированы следующим образом. На уровне подвала устанавливается железобетонная плита 2 (рис. 6.6), закрепленная в теле фундамента. Чтобы плита надежно включалась в работу, под нее можно инжектировать цементный раствор для опрессовки верхних слоев грунта. Если несущей способности такой плиты недоста-

точно, в ней можно оставить отверстия и в них вдавить стыкованные многосекционные сваи 8 (см. рис. 6.6).

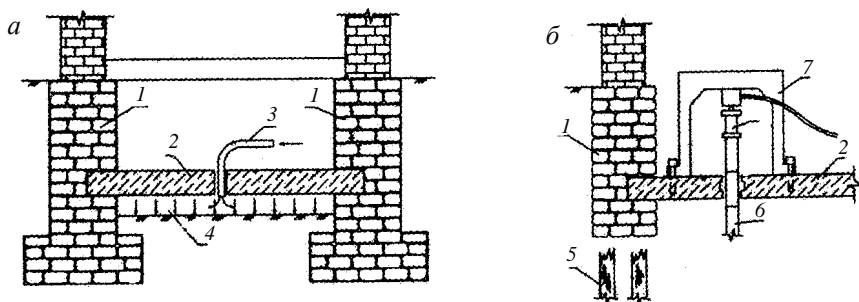


Рис. 6.6. Увеличение опорной площадки с помощью монолитной железобетонной плиты:

*а* – с опрессовкой грунта; *б* – с подведением многосекционных свай вдавливания; 1 – существующий фундамент; 2 – железобетонная плита; 3 – труба для инъекции расширяющегося цементного раствора; 4 – цементный раствор между плитой и грунтом; 5 – сгнившие деревянные сваи; 6 – домкрат; 7 – опорное коромысло; 8 – вдавливаемые сваи

В ряде случаев опорную площадь фундаментов можно увеличить за счет сборных плит, устраиваемых в подвалах зданий (рис. 6.7).

При этом нагрузки на плиты передаются через нажимные рамные конструкции, упирающиеся в монолитное перекрытие. Недостатком технологии является многодельность работ в стесненных условиях подвалов. К тому же кладка над обрезаем фундамента бывает разрушенной из-за постоянного увлажнения, связанного с поднятием культурного слоя. Такие мероприятия должны проводиться в комплексе с усилением опорной части кладки стены. Достоинством технологии является отсутствие необходимости вскрытия грунтов в основании фундаментов.

Выносные консоли и железобетонные плиты (рис. 6.7, б, в) также имеют недостатки:

ребристые плиты с анкерами в уровне отмотки подвержены воздействию нормальных сил морозного пучения, которые в условиях сурового климата могут достигать значительных величин;

при поднятии консолей разрушается кладка, а легкие здания могут получить неравномерные поднятия зимой и просадки летом;

в результате миграции влаги в процессе промерзания грунт значительно увеличивается в объеме, а после оттаивания нарушается его структура и резко снижаются основные прочностные и деформационные характеристики.

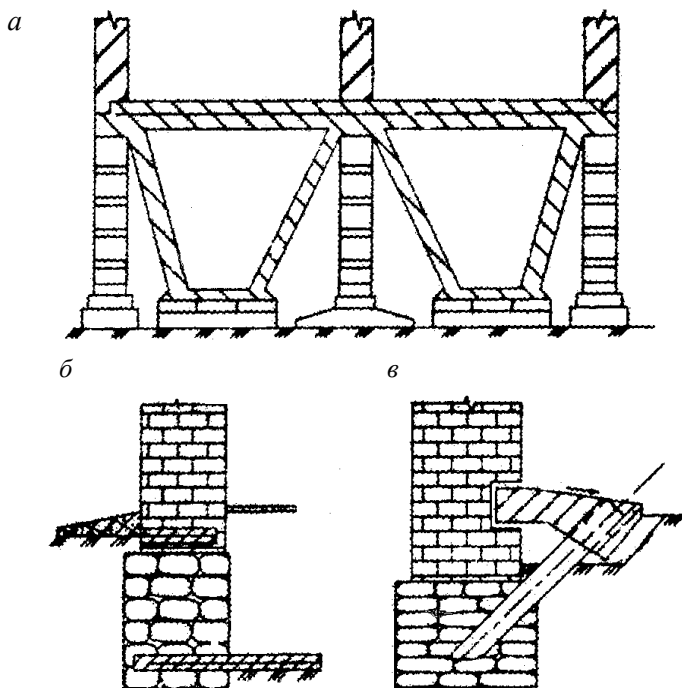


Рис. 6.7. Усовершенствованные методы усиления фундаментов на основе традиционных:

*a* – устройство сборных или монолитных рам в подвале;  
*б, в* – выносные консоли и плиты

Разработана и реализована конструкция усиления буровыми сваями-шпорами с устройством железобетонной плиты (рис. 6.8).

В данном случае железобетонную плиту можно включить в совместную работу с фундаментом и грунтами основания. Промерзание не влияет на конструкции, усиливаемые внутри здания.

Чтобы исключить нежелательные для старых зданий и слабых грунтов динамические воздействия, готовые сваи погружают вдав-

ливанием. Учитывая стесненность существующих помещений, часто используют многосекционные сваи. На объектах реконструкции широко внедряются набивные и буронабивные сваи усиления.

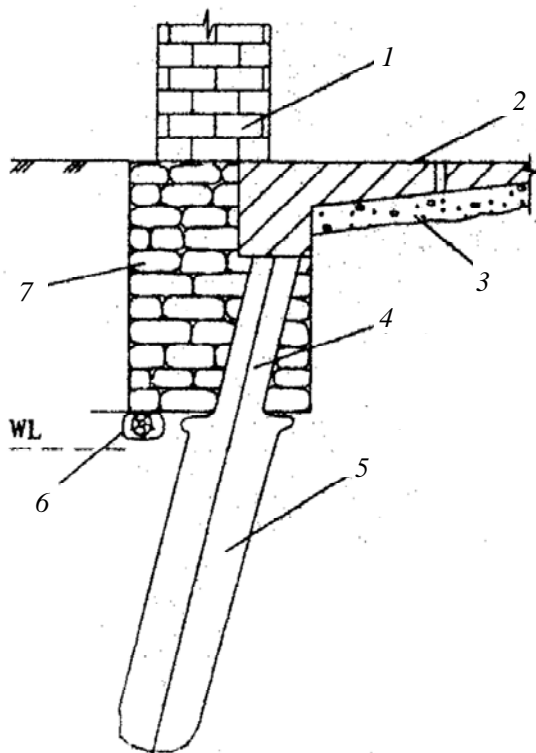


Рис. 6.8. Устройство короткой сваи-шпоры и железобетонной плиты:  
 1 – стена; 2 – железобетонная плита; 3 – инъецированный цементный раствор;  
 4 – свая в кондукторе; 5 – уширенная часть сваи; 6 – деревянный лежень;  
 7 – бутовый фундамент

Технологические особенности вдавливания многосекционных свай в виде выносных опор приведены на рис. 6.9, а.

При использовании свай вдавливания необходимы надежные опоры. Несущую способность сваи можно регулировать в процессе вдавливания многосекционных элементов. Элементы могут быть изготовлены из железобетона в виде секций сваи со специальными

стыками, позволяющими быстро выполнять соединение. Можно использовать металлические трубы, однако при этом следует учитывать опасность их коррозии. Проблема решается двумя путями:

1) установка арматурного каркаса и армирование всего объема трубы;

2) использование готовых трубобетонных элементов.

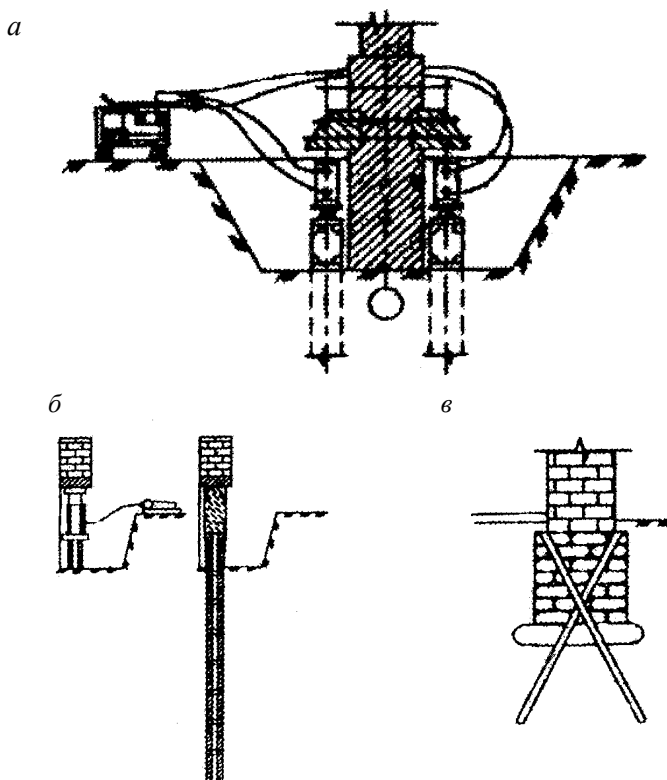


Рис. 6.9. Усиление фундаментов с использованием свай:

*а* – многосекционные сваи вдавливания с двухсторонней балкой-упором;

*б* – вдавливание свай под стены или подошвы фундамента;

*в* – буриинъекционные сваи с контактным слоем

В условиях городской застройки при блуждающих токах и обилии солей в грунтовых водах создаются самые благоприятные предпосылки для коррозии металла.



Недостатком технологических приемов усиления оснований и фундаментов сваями вдавливания является большой объем земляных работ. При этом вскрытие шурфом (траншеей) перегруженного фундамента до его подошвы опасно, а в условиях слабых грунтов при высоком уровне грунтовых вод – малореально.

В последние годы все шире используются буроинъекционные сваи, как вертикальные, так и наклонные. После специальных работ по опрессовке такие сваи имеют неровную поверхность, поэтому за рубежом они получили название корневидных.

Основные преимущества корневидных свай:

1. Полностью исключаются ручные земляные работы. Бурение скважин ведут непосредственно через фундамент, не затрагивая коммуникаций, проходящих около зданий и в подвалах.

2. Используя малогабаритное оборудование, работы можно вести из подвала при высоте 2,0–2,5 м. В случае необходимости работы можно вести с первого этажа здания.

3. Совершенно не изменяется внешний вид конструкции, что немаловажно при работе на памятниках архитектуры.

4. Можно вести работы на действующих предприятиях без остановки производственного процесса.

5. Затраты ручного труда на всех технологических операциях минимальные; способ экономичен в связи с низким расходом материалов.

6. Очевидна экологическая чистота способа по сравнению с химическими способами закрепления, что важно в условиях жесткого экологического контроля.

Перспективным направлением является метод высоконапорных инъекций твердеющего раствора в грунт.

Технологическая последовательность работ по такому методу следующая:

производится бурение скважины;

в скважину погружается иньектор со специальным калиброванным отверстием-соплом;

под большим давлением (до 100 МПа) подается инъекционный раствор;

осуществляется подъем иньектора с одновременным его вращением;

формируется свая нужного диаметра или стенка из свай (рис. 6.10).

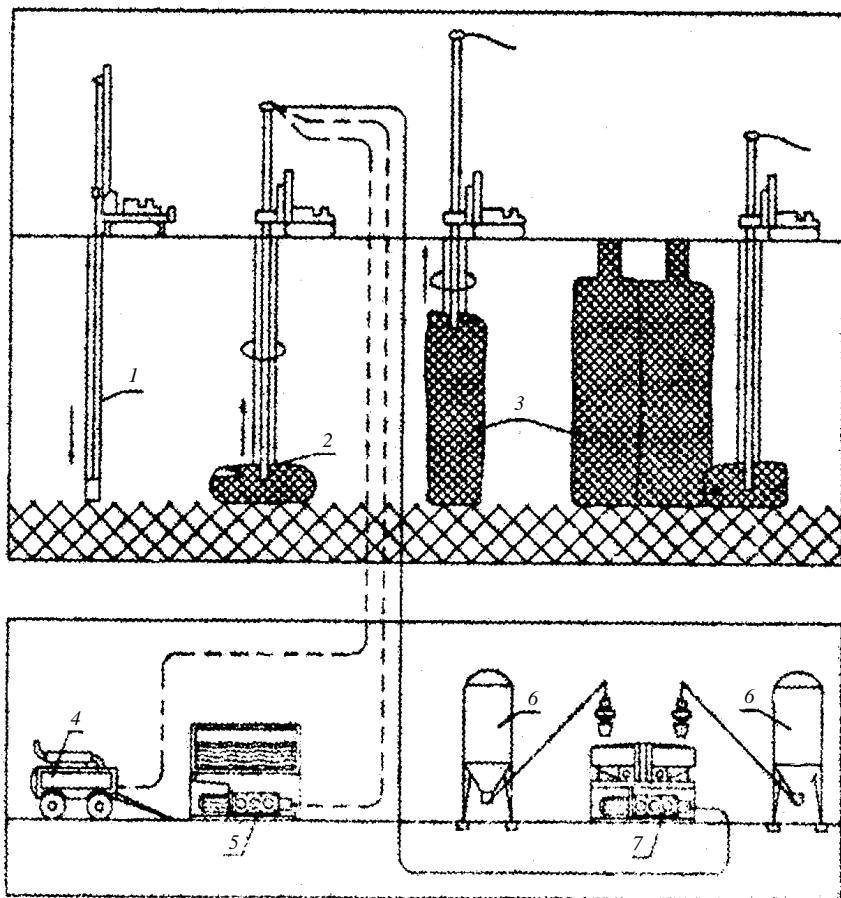


Рис. 6.10. Схема устройства стенки из свай с использованием струйной технологии:

- 1 – буровая скважина до плотных грунтов; 2 – иньектор; 3 – формируемая свая;  
 4 – компрессор; 5 – насос для подачи воды; 6 – емкости цемента и песка;  
 7 – растворонасос

Важным фактором укрепления массива грунта или усиления фундаментов с использованием струйной технологии является возможность поддержания больших давлений (до 80–100 МПа). Это предъявляет определенные требования к используемому оборудованию, подводимым трубопроводам и пр.

## Рекомендуемая литература

1. Конечкий, В. Ремонт жилых зданий / В. Конечкий, Я. Ситковский, А. Улятовский. – Москва: Стройиздат, 1981. – 126 с.
2. Маклакова, Т.Г. Конструкции гражданских зданий / Т. Г. Маклакова, С.М. Наносова. – Москва: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2002.
3. Ремонт, реконструкция и реставрация жилых и общественных зданий и сооружений: СНБ 1.04.02–2002. – Минск, 2003.
4. Технология реконструкции зданий и сооружений: учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / С.Н. Леонович [и др.]; под ред. С.Н. Леоновича. – Минск: БНТУ, 2010. – 550 с.
5. Травин, В.И. Капитальный ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий / В.И. Травин. – Ростов-на-Дону: Феникс, 2002.
6. Федоров, В.В. Реконструкция и реставрация зданий / В.В. Федоров. – Москва: Инфра-М, 2003.
7. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин. – Москва: Высшая школа, 1991.
8. Шепелев, Н.П. Реконструкция городской застройки / Н.П. Шепелев, М.С. Шумилов. – Москва: Высшая школа, 2000.
9. Здания и сооружения. Основные требования к техническому состоянию и обслуживанию строительных конструкций и инженерных систем, оценке их пригодности к эксплуатации: СНБ 1.04.01–2004.
10. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–2002 (с изменениями).
11. Деревянные конструкции: СНБ 5.05.01–2000.
12. Основания и фундаменты: СНБ 5.01.01–99.
13. Стальные конструкции: СНиП II-23–81\*.
14. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22–81.
15. Нагрузки и воздействия: СНиП 2-01-07–85.
16. Усиление железобетонных конструкций: пособие П1-98 к СНиП 2.03.01–84\*. – Минск: М-во архитектуры и строительства, 1998. – 189 с.
17. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23–81\*) / УкрНИИпроектстальконструкция. – Москва: Стройиздат, 1989. – 158 с.

18. Геотехнические реконструкции оснований и фундаментов: пособие П11-01 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: М-во архитектуры и строительства, 2001. – 120 с.

19. Бедов, А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: учебное пособие / А.И. Бедов, В.Ф. Сапрыкин. – Москва: АСВ, 1995. – 192 с.

20. Ребров, И.С. Усиление металлических конструкций / И.С. Ребров. – Ленинград: Стройиздат, 1988. – 288 с.

21. Топчий, В.Д. Реконструкция промышленных предприятий: в 2 т. / В.Д. Топчий, Р.А. Гребенник, В.Г. Клименко. – Т. 1. – Москва: Стройиздат, 1990. – 591 с.

22. Гринев, В.Д. Усиление железобетонных и каменных конструкций: тексты проблемных лекций / В.Д. Гринев. – Новополоцк: Изд-во Новополоцкого политех. ин-та, 1992. – 64 с.

23. Обследование и испытание зданий и сооружений / под ред. Р.И. Римшина. – Москва: Высшая школа, 2006. – 447 с.

24. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Н.П. Блещик [и др.]: под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

25. Бондаренко, С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – Москва: Стройиздат, 1990. – 351 с.

26. Житушкин, В.Г. Усиление каменных и деревянных конструкций / В.Г. Житушкин. – Москва: АСВ, 2005. – 56 с.

27. Испытание сооружений: справочное пособие / Ю.Д. Золотухин [и др.]: под ред. Ю.Д. Золотухина. – Минск: Высшая школа, 1992. – 272 с.

28. Кузнецов, Ю.Д. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий / Ю.Д. Кузнецов, И.Н. Заславский. – Киев: Будівельник, 1985. – 112 с.

29. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов. – Москва: Стройиздат, 1988.

30. Лазовский, Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д.Н. Лазовский. – Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та, 1998. – 245 с.

31. Рекомендации по усилению железобетонных и каменных конструкций / Д.Н. Лазовский [и др.]. – Полоцк: Полоцкий гос. ун-т, 1993. – 485 с.

32. Онуфриев, Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Н.М. Онуфриев. – Москва: Стройиздат, 1965. – 342 с.

33. Ройтман, А.Г. Надежность конструкций эксплуатируемых зданий / А.Г. Ройтман. – Москва: Стройиздат, 1985. – 175 с.

34. Сахновский, М.М. Уроки аварий стальных конструкций / М.М. Сахновский, А.М. Титов. – Киев: Будівельник, 1969. – 200 с.

35. Хило, Е.Р. Усиление строительных конструкций / Е.Р. Хило, Б.С. Попович. – Львов: Вища школа, 1985. – 156 с.

36. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррастворами / ТбилЗНИИЭП. – Москва: Стройиздат, 1990. – 160 с.

37. Рекомендации по обеспечению долговечности и надежности строительных конструкций гражданских зданий из камня и бетона с помощью композиционных материалов / НИИЛЭП ОИСИ. – Москва: Стройиздат, 1988. – 160 с.

38. Несущие и ограждающие конструкции: СНиП 3.03.01–87 / Госстрой СССР. – Москва, 1988.

39. Организация строительного производства: СНиП 3.01.01–85 / Госстрой СССР. – Москва, 1985.

40. РСН на строительные конструкции и работы. – Минск: М-во архитектуры и строительства, 2001.

41. Беляков, Ю.И. Реконструкция промышленных предприятий / Ю.И. Беляков, А.П. Снежко. – Киев: Вища школа, 1988. – 256 с.

42. Беляков, Ю.И. Строительные работы при реконструкции предприятий / Ю.И. Беляков, А.Ф. Резуник, Н.М. Федосенко. – Киев: Вища школа, 1988.

43. Производство ремонтно-строительных работ: справочное пособие / М.Б. Гольдин [и др.]. – Ленинград: Стройиздат, 1989. – 238 с.

44. Реконструкция промышленных предприятий: в 2 т. / В.Д. Топченя [и др.]; под ред. В.Д. Топченя, Р.А. Гребенника. – Москва: Стройиздат, 1990. – Т. 1. – 591 с.; Т. 2. – 623 с.

45. Голов, Г.И. Демонтажные работы при реконструкции зданий / Г.И. Голов. – Москва: Стройиздат, 1990. – 144 с.

46. Перкинс, Ф. Железобетонные сооружения: ремонт, гидроизоляция и защита: пер. с англ. / Ф. Перкинс; под ред. М.Р. Цитрона. – Москва: Стройиздат, 1980. – 256 с.

47. Кузнецов, Ю.Д. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий / Ю.Д. Кузнецов, И.Н. Заславский. – Киев: Будівельник, 1985. – 112 с.

48. Ремонт и эксплуатация жилых зданий: справочное пособие: сокр. пер. с венг. / под ред. А.Г. Ройтмана. – Москва: Стройиздат, 1992.

49. Негачев, Н.В. Капитальный ремонт жилых зданий / Н.В. Негачев. – Москва: Стройиздат, 1990. – 207 с.

50. Хамзин, С.К. Технология строительного производства: курсовое и дипломное проектирование / С.К. Хамзин, А.К. Карасев. – Москва: Высшая школа, 1989. – 215 с.

51. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01–2002 / МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2002. – 140 с.

52. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1–2009. Еврокод 2 / МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий. – 207 с.

53. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4–2009.

54. Воздействия на несущие конструкции: СТБ EN 1991-1-1–2007. – Ч. 1-1: Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

55. Леонович, С.Н. Технология реконструкции зданий и сооружений: пособие / С.Н. Леонович, Н.Л. Полейко, Д.Ю. Снежков. – Минск: Новое знание; Москва: ИНФРА-М, 2015. – 124 с.

56. Леонович, С.Н. О применении бетона на различных крупных заполнителях при усилении строительных конструкций / С.Н. Леонович, Н.Л. Полейко // Сборник научных статей XIX научно-методической конференции ВИТУ. – Санкт-Петербург: ВИТУ, 2015. – С. 128–134.

57. Черноиван, В.Н. Каменные работы: учебно-методическое пособие / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович. – Минск: Новое знание; Москва: ИНФРА-М, 2014. – 156 с.

58. Черноиван, В.Н. Монтаж строительных конструкций: учебно-методическое пособие / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович. – Минск: Новое знание; Москва: ИНФРА-М, 2014. – 200 с.

59. Черноиван, В.Н. Теплоизоляционные, кровельные и отделочные работы: учебно-методическое пособие / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович. – Минск: Новое знание; Москва: ИНФРА-М, 2014. – 272 с.

60. Леонович, С.Н. Технология реконструкции зданий и сооружений: практикум для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / С.Н. Леонович, Н.Л. Полейко, Д.Ю. Снежков. – Минск: БНТУ, 2013. – 118 с.

61. Леонович, С.Н. Технология усиления строительных конструкций: курс лекций для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство». – Минск: БНТУ, 2003. – 132 с.

62. Леонович, С.Н. Технология строительного производства: пособие для студентов специальностей 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью», 1-27 01 01-17 «Экономика и организация производства (строительство)» / С.Н. Леонович, В.Н. Черноиван. – Минск: БНТУ, 2015. – 505 с.

63. Черноиван В.Н. Теплоизоляционные и отделочные работы: учебное пособие для вузов [Электронный ресурс] / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович, Л.В. Ким; Инженерная школа ДВФУ. – Электрон. дан. – Владивосток: Дальвост. федерал. ун-т, 2015. – 1 электрон. диск.

64. Черноиван В.Н. Каменные конструкции: учебное пособие для вузов [Электронный ресурс] / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович, Л.В. Ким; Инженерная школа ДВФУ. – Электрон. дан. – Владивосток: Дальвост. федерал. ун-т, 2015. – [67 с.]. – 1 электрон. диск.

65. Черноиван В.Н. Монтажно-укладочные процессы в строительстве: учебное пособие для вузов [Электронный ресурс] / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович, Л.В. Ким; Инженерная школа ДВФУ. – Владивосток: Дальвост. федерал. ун-т, 2016. – 117 с. – 1 электрон. диск.

66. Производство отделочных работ [Электронный ресурс]: методические указания по выполнению курсовой работы по дисциплине «Технология строительства (спецкурс)» для студентов специ-

альности 1-70 02 01 03 «Промышленное и гражданское строительство (техническая эксплуатация зданий и сооружений)» / Белорусский национальный технический университет, кафедра «Технология строительного производства»; сост.: С.Н. Леонович, А.И. Сидорова. – БНТУ, 2016.

67. Реконструкция сооружений: учебное пособие для вузов: [Электронный ресурс] / С.Н. Леонович [и др.]; Инженерная школа ДВФУ. – Владивосток: Дальвост. федерал. ун-т, 2017. – 1 электрон. диск.

68. Обследование сооружений: учебное пособие для вузов: [Электронный ресурс] / С.Н. Леонович [и др.]. – Владивосток: Инженерная школа ДВФУ, 2017. – 86 с. – 1 электрон. диск.



**ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА**

на предварительное напряжение монолитных железобетонных плит  
перекрытия и покрытия в построечных условиях.

Система предварительного напряжения со сцеплением  
напрягаемой арматуры с бетоном

## Содержание

П1. Область применения.....	236
П2. Нормативные ссылки .....	239
П3. Характеристики применяемых материалов и изделий.....	242
П3.1. Общие требования .....	242
П3.2. Арматурный канат .....	242
П3.3. Оболочки-каналообразователи.....	244
П3.4. Закладные детали.....	246
П3.5. Анкерные блоки с цапгами .....	247
П3.6. Смесь для инъектирования каналов .....	248
П3.7. Фиксаторы положения каналообразователей .....	248
П3.8. Прочие материалы и изделия .....	249
П4. Организация и технология производства работ .....	251
П4.1. Общие положения.....	251
П4.2. Организация производства работ.....	251
П4.3. Технология производства работ.....	253
П4.3.1. Подготовительные работы.....	254
П4.3.2. Монтаж анкерных узлов, каналообразователей, протягивание прядей.....	255
П4.3.3. Натяжение прядей.....	261
П4.3.4. Консервация анкерных ниш бетоном .....	267
П4.3.5. Проверка на герметичность (пневмоиспытания) каналообразователей .....	268
П4.3.6. Инъектирование каналов с размещенной в них напрягаемой арматурой.....	269
П5. Контроль качества и приемка работ .....	275
П5.1. Входной контроль.....	275
П5.2. Контроль качества работ.....	275
П6. Техника безопасности, охрана труда, охрана окружающей среды, противопожарные мероприятия .....	277
П6.1. Техника безопасности и охрана труда .....	277
П6.2. Противопожарные мероприятия .....	281
П6.3. Охрана окружающей среды и утилизация строительных отходов.....	282
Приложение А. Расчет параметров натяжения.....	283
Приложение Б. Протокол натяжения.....	286

Приложение В. Физико-химические характеристики инъекционного раствора, компоненты, дозировка, указания по контролю качества и испытаниям.....	287
Приложение Г. Карта входного и операционного контроля .....	289

### III. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Технологическая карта разрабатывается с целью обеспечения строительства рациональными решениями по организации и технологии производства строительно-монтажных работ, способствующими повышению производительности труда в строительстве и качества строительной продукции, снижению себестоимости строительства при соблюдении в процессе производства работ требований безопасности и охраны окружающей среды.

Технологическая карта является составной частью организационно-технологической документации, регламентирующей правила выполнения технологических процессов, выбор средств технологического обеспечения (технологической оснастки, инструмента, инвентаря и приспособлений), машин, механизмов и оборудования, необходимых материально-технологических ресурсов, требования к качеству и приемке работ, а также мероприятия по технике безопасности, охране труда и окружающей среды.

Настоящая технологическая карта описывает процесс предварительного напряжения в построечных условиях монолитных железобетонных плит перекрытия и покрытия. Рассматривается система предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном конструкции.

Предварительное напряжение плит создается путем обжатия монолитного железобетона в результате натяжения арматурных прядей, пропущенных через каналобразователи в теле конструкции. Передача усилия предварительного обжатия производится при наборе бетоном достаточной для восприятия усилия обжатия прочности.

Канаты высокопрочной арматуры проталкивают в предварительно установленные в конструкцию каналобразователи.

Пучки высокопрочной арматуры натягиваются непосредственно на анкерные закладные детали, установленные в теле конструкции. Анкеровку напрягаемой арматуры осуществляют с применением специальных анкерных устройств на конце пучка. Закрепление арматуры после ее натяжения с помощью гидравлического домкрата осуществляется путем закусывания канатов клинообразными устройствами – цангами.

После полного натяжения арматуры и заделки бетоном анкерных ниш производится инъектирование каналобразователей цементным

раствором. Нагнетание раствора производится через инъекционные трубки, установленные в начале, в конце пучка, а также в средних точках трассы. Раствор нагнетается с одного края до тех пор, пока не начнет выходить из трубки на противоположном краю.

Данную технологическую карту читать совместно с технологическими картами на устройство опалубки монолитных конструкций, их бетонирование, на электропрогрев конструкций в зимнее время и прочими, в соответствии с перечнем выполняемых при устройстве предварительно напряженной монолитной конструкции работ.

Режим труда в данной технологической карте принят из условия оптимального темпа выполнения трудовых процессов при рациональной организации рабочего места, четкого распределения обязанностей между рабочими бригады с учетом разделения труда, применения усовершенствованного инструмента и инвентаря.

Настоящая технологическая карта предназначена для работников подрядных организаций, выполняющих работы по устройству постнапряженных конструкций, разрабатывающих проектно-сметную документацию на указанные работы, проекты производства работ, и может быть использована при условии выполнения следующих обязательных условий производства работ:

работы производятся в строгом соответствии с проектно-сметной документацией (далее – ПСД), проектом производства работ (далее – ППР), требованиями действующих норм охраны труда, пожарной безопасности и производственной санитарии;

натяжение арматурных канатов и инжецирование каналов выполняется при температуре окружающего воздуха от +5 до +35 °С.

Работы по устройству опалубки монолитных плит, их бетонированию и электропрогреву в зимнее время в данной технологической карте не рассматриваются.

Привязку технологической карты к условиям производства работ на конкретном объекте осуществляет организация-разработчик либо организация, выполняющая строительно-монтажные работы на объектах, где такая организация является подрядчиком. При привязке карты к объекту необходимо в зависимости от конкретных условий строительства уточнять отдельные технологические операции, объем работ, трудозатраты и нормы расхода материалов.

Привязка технологической карты состоит в рассмотрении проектно-сметной документации и выборе необходимого варианта

производства работ, предусмотренного технологической картой; корректировке мероприятий по охране труда и окружающей среды.

При использовании данной технологической карты в период ее действия рекомендуется проверять сроки действия ТНПА, используемых при разработке данной технологической карты по Перечню технических нормативно-правовых актов в строительстве, действующих на территории Республики Беларусь, каталогам, составляемым по состоянию на 1 января каждого года, а также по соответствующим информационным указателям, публикуемым в течение года.

Если ссылочные ТНПА в течение срока действия данной технологической карты изменены или заменены, то при ее использовании следует руководствоваться измененными или заменяющими ТНПА.

Если ссылочные ТНПА отменены без замены, то положение, в котором дана ссылка на такие отмененные ТНПА, применяется в части, не затрагивающей указанную ссылку.

## П2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящей технологической карте использованы ссылки на следующие технические нормативно-правовые акты:

ТКП 45-1.03-40–2006	Безопасность труда в строительстве. Общие требования
ТКП 45-1.03-44–2006	Безопасность труда в строительстве. Строительное производство
ТКП 45-1.01-159–2009	Строительство. Технологическая документация при производстве строительно-монтажных работ. Состав, порядок разработки, согласования и утверждения технологических карт
ТКП 45-1.03-161–2009	Организация строительного производства
СТБ 1306–2002	Строительство. Входной контроль продукции. Основные положения
СТБ 8014–2000	Система обеспечения единства измерений Республики Беларусь. Калибровка средств измерений. Организация и порядок проведения
ГОСТ 12.1.004–91	ССТБ. Пожарная безопасность. Общие требования
ГОСТ 12.1.013–78	ССТБ. Строительство. Энергобезопасность. Общие требования
ГОСТ 12.1.046–85	ССТБ. Строительство. Нормы освещения строительных площадок
ГОСТ 12.3.033–84	ССТБ. Строительные машины. Общие требования безопасности при эксплуатации
ГОСТ 12.4.010–75	ССТБ. Средства индивидуальной защиты. Рукавицы специальные. Технические условия
ГОСТ 12.4.013–85	ССТБ. Очки защитные. Общие технические условия
ГОСТ 12.4.026–76	ССТБ. Цвета сигнальные и знаки безопасности
ГОСТ 12.4.087–84	ССТБ. Строительство. Каски строительные. Технические условия
ГОСТ 12.4.100–80	ССТБ. Комбинезоны мужские для защиты от нетоксичной пыли, механических воздействий и общих производственных загрязнений. Технические условия

ГОСТ 12.4.137–2001	Обувь специальная с верхом из кожи для защиты от нефти, нефтепродуктов, кислот, щелочей, нетоксичной и взрывоопасной пыли. Технические условия
ГОСТ 427–75	Линейки измерительные металлические. Технические условия
ГОСТ 7502–98	Рулетки измерительные металлические. Технические условия
ГОСТ 11042–90	Молотки стальные строительные. Технические условия
ГОСТ 23267–78	Аптечки индивидуальные. Технические условия
ГОСТ 23407–78	Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительно-монтажных работ. Технические условия
ГОСТ 24258–88	Средства подмащивания. Общие технические условия
ГОСТ 25573–82	Стропы грузовые канатные для строительства. Технические условия
ГОСТ 26433.0–82	Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений. Общие положения
ГОСТ 26433.2–94	Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений
ППБ 2.09–2002	Правила пожарной безопасности Республики Беларусь при производстве строительно-монтажных работ
ПБМиП	Правила безопасности при работе с механизмами, инструментом и приспособлениями
СТБ EN 10138–2009	Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций. Технические условия
EN ISO 15630–3	Ненапрягаемая и напрягаемая арматура. Методы испытаний. Ч. 3: Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций
СТБ 1704–2012	Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия



Межотраслевые правила по охране труда при проведении погрузочно-разгрузочных работ: утверждены постановлением Министерства труда и социальной защиты Республики Беларусь от 12 декабря 2005 г., № 173.

Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов: утверждены постановлением Министерства по чрезвычайным ситуациям Республики Беларусь от 28 июня 2012 г., № 37.

Правила охраны труда при работе на высоте: утверждены постановлением Министерства труда Республики Беларусь от 28 апреля 2001 г., № 52.

## **ПЗ. ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСНОВНЫХ ПРИМЕНЯЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ И ИЗДЕЛИЙ**

### **ПЗ.1. Общие требования**

В технологических процессах, рассматриваемых в настоящей ТК, применяются следующие материалы:

- арматурные канаты;
- гофрированные оболочки-каналообразователи;
- закладные детали;
- анкерные блоки с цангами;
- смесь для инъектирования каналов;
- фиксаторы положения каналообразователей;
- прочие материалы и изделия.

Материалы и изделия, применяемые в процессе производства работ, подлежат подтверждению соответствия существующим требованиям безопасности технического регламента Республики Беларусь «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» (ТР 2009/013/ВУ) в форме декларирования соответствия, обязательной сертификации либо декларирования соответствия на основании технической оценки пригодности.

Импортируемые строительные материалы и изделия, на которые отсутствуют действующие в республике ТНПА, должны иметь технические свидетельства Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь.

Материалы и изделия, подлежащие гигиенической регламентации, должны иметь удостоверения о гигиенической регистрации.

### **ПЗ.2. Арматурный канат**

В качестве напрягающих арматурных элементов в системах со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном применяются семипроволочные арматурные канаты диаметров 15,3 и 15,7 мм.

Могут применяться арматурные канаты с различными геометрическими и прочностными характеристиками. Применяются канаты по СТБ EN 10138-3.

Наиболее часто применяется семипроволочная необжатая канатная арматура. Диаметр прямой сердцевинной проволоки должен

превышать диаметр внешних спиральных проволок на 2 %. Внешние спиральные проволоки должны быть плотно свиты вокруг центральной прямой проволоки с шагом свивки, равным 14–18-кратному значению номинального диаметра канатной арматуры.

Допускается применение обжатой канатной арматуры сниженного диаметра по СТБ EN 10138-3.

Прочностные и геометрические характеристики наиболее часто применяемых арматурных канатов приведены в таблице 2 СТБ EN 10138-3–2009.

### ***Условия поставки и складирования***

Арматурные канаты поставляются на строительную площадку в мотках, которые впоследствии устанавливаются в разматывающее приспособление (диспенсер, рис. ПЗ.1). Внутренний диаметр мотка должен быть не менее 50-кратного значения диаметра семипроволочной канатной арматуры.



Рис. ПЗ.1. Моток канатной арматуры, установленный в диспенсер

Перевозка должна осуществляться в закрытом транспорте. Любой контакт с предметами, способными оказать химическое или фи-

зическое воздействие, должен быть исключен. Пол транспортного средства должен быть чистым.

Транспортные операции во время погрузочно-разгрузочных работ должны осуществляться с большой осторожностью, с использованием надлежащих приспособлений для того, чтобы не повредить и не деформировать пряди. Разгрузка на стройплощадке должна производиться под ответственным контролем генподрядчика.

Мотки должны быть складированы в крытом хранилище (ангаре). Не допускается складирование бобин либо мотков более чем в один ряд. Каждый моток должен быть промаркирован двумя прочными несмываемыми ярлыками: один прикреплен к концу пряди перед упаковкой и второй – к внешней части мотка. Оба ярлыка несут перечисленные ниже данные:

- координаты завода-изготовителя;
- обозначение номера партии;
- номер плавки;
- номер мотка;
- вес нетто мотка;
- длина каната.

Канатная арматура для предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций подлежит обязательной сертификации, качество импортируемой на территорию Республики Беларусь канатной арматуры должно быть подтверждено техническим свидетельством Министерства архитектуры и строительства. Методы испытаний канатной арматуры регламентированы EN ISO 15630-3.

### **П3.3. Оболочки-каналообразователи**

Оболочки и соединительные муфты предназначены для замоноличивания в бетоне с целью формирования пространства (канала) для протягивания в нем арматурных канатов и его последующего инъецирования цементным раствором. Размещение арматурных канатов в канале обеспечивает им возможность необходимого перемещения при натяжении конструкции на бетон.

Оболочки могут быть выполнены из пластика или металла и быть круглыми либо овальными в сечении, в зависимости от числа канатов в пучке, который предполагается разместить в канале (рис. П3.2).



Рис. ПЗ.2. Оболочка-каналообразователь, один из вариантов исполнения

Металлическая гофрированная оболочка для внутреннего преднатяжения изготавливается путем непрерывного наматывания и скрепления плоской гофрированной ленты из листовой стали, либо путем непрерывной продольной сварки, либо путем вальцовки. Металлическая лента должна иметь качество DX 51 D в соответствии с европейским нормативом EN 10142.

Оболочка должна быть герметична для цементной смеси, для бетона и его выпота. Местные дефекты, такие как выпуклости или впадины, допустимы при условии, что внутренний номинальный диаметр не уменьшается более чем на 5 мм. Данный критерий обеспечивает допустимую деформацию при транспортировке и хранении.

Соединение отдельных каналообразователей с целью наращивания длины производится при помощи муфт, имеющих диаметр, превышающий диаметр оболочек. Таким образом обеспечиваются механическая непрерывность и герметичность канала.

### ***Условия поставки и складирования***

Оболочки должны быть помещены на деревянные поддоны и защищены от влаги. Они должны быть покрыты герметичным чехлом



отвращает местное разрушение бетона конструкции в зоне анкеровки. В общем случае прочность бетона в зоне закладной детали обеспечивается дополнительным местным армированием.

Закладные детали должны снабжаться штуцерами для инъекции каналов либо же иметь отверстия для их крепления.

Закладные детали изготавливают из ковкого чугуна с пластинчатым графитом EN GJL-250 в соответствии с нормативом EN 1561.

### **ПЗ.5. Анкерные блоки с цангами**

Закрепление арматурных канатов в процессе натяжения осуществляется при помощи цанг, закусываемых в анкерных блоках. Анкерный блок в свою очередь передает усилие от канатов на закладную деталь, монолитную в теле конструкции.

В общем случае анкерный блок представляет собой стальную цилиндрическую либо иной формы плоскую деталь с рядом конических отверстий, в которых закусываются цанги. Количество отверстий соответствует количеству канатов, приходящихся на один блок (см. рис. ПЗ.3).

Анкерные устройства конструируют из расчета восприятия нагрузки при напряжениях в арматуре величиной в 0,95 предела текучести, что обеспечивает их достаточную надежность.

Цанги служат для передачи усилия каната анкерному блоку посредством конического захватывания. Форма цанги, чаще всего применяемой в системах предварительного напряжения, – усеченный конус с отверстием, разделенный на три равные части (сектора по  $120^\circ$ ), называемые лепестками, соединенные при помощи пружинного кольца. Внутреннее отверстие снабжено фрикционной резьбой для обеспечения сцепления цанги с прядью во время обжатия, обусловленного передачей усилия. Прочность цанги должна быть достаточна для выполнения этой функции.

Конусность и состояние внешней поверхности цанги являются важными факторами для обеспечения радиального давления, необходимого для анкеровки системы «цанга–прядь».

Цанги и анкерные блоки изготавливаются из легированной цементированной стали в соответствии с нормативом NF EN 10084, обработанной, цианированной и закаленной.

### **ПЗ.6. Смесь для инъектирования каналов**

Цементная инъекционная смесь служит для обеспечения сцепления арматуры с бетоном конструкции и защиты ее от коррозии.

В процессе инъектирования должно быть обеспечено сплошное заполнение канала без полостей, что достигается использованием подвижной смеси, не расслаивающейся с течением времени.

Отслоение воды в инъекционных растворах приводит к образованию полостей, а в случае промерзания конструкции – к ее местному повреждению. Достаточная подвижность раствора при отсутствии расслоения достигается внесением добавок – суперпластификаторов при минимальном водоцементном отношении.

Выделяют четыре типа инъекционных растворов:

А – для использования в условиях неагрессивных сред;

В – для использования в условиях действия агрессивных сред;

С – универсальная, для сред вне зависимости от их агрессивности;

Д – раствор с особыми свойствами, для особо ответственных конструкций.

В общем случае инъекционная смесь состоит из воды, добавок и цемента, приготовление ее осуществляется в смесителе высокой турбулентности.

Вода должна соответствовать нормативу СТБ 1114–98.

#### ***Условия хранения компонентов***

Во избежание конденсации мешки с цементом должны храниться в сухом проветриваемом помещении.

Цемент с признаками намокания должен быть удален.

Дата производства цемента должна быть четко указана на упаковке для возможности контроля срока годности цемента перед его применением.

### **ПЗ.7. Фиксаторы положения каналообразователей**

Фиксаторы положения каналообразователей (рис. ПЗ.4) необходимы для раскладки пучков арматурных канатов в соответствии с предусмотренной проектом трассировкой.



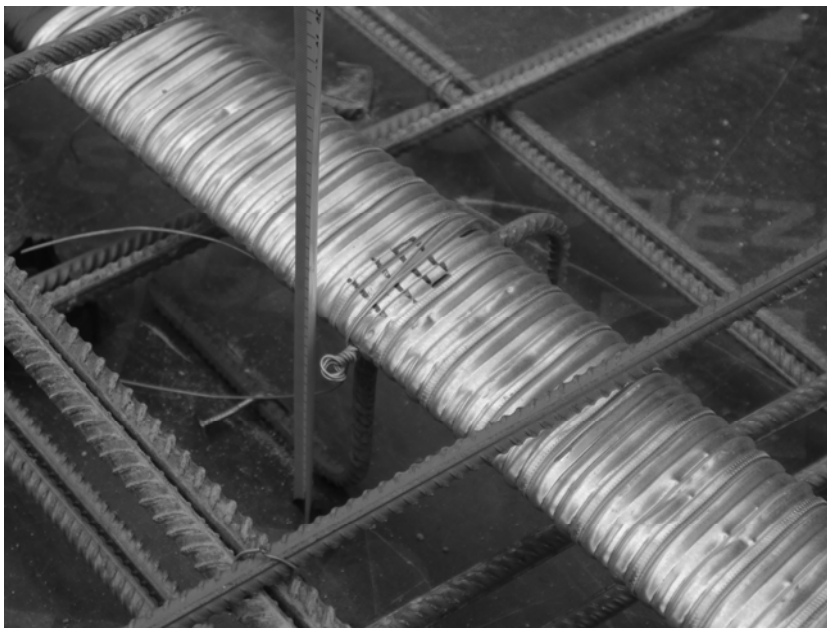


Рис. ПЗ.4. Гнутый фиксатор положения каналообразователя из стержневой арматуры. Оболочка с канатами подвязана к фиксатору вязальной проволокой. На верхней поверхности оболочки проставлена высотная отметка относительно плоскости опалубки согласно проектной трассировке пучка

Фиксаторы представляют собой гнутые детали из арматуры диаметра 8–10 мм класса S240 и выше по СТБ 1704–2012.

Форма фиксаторов должна обеспечивать проектное положение арматурных пучков во время выполнения всех операций по устройству монолитного перекрытия и не допускать их смещения.

### **ПЗ.8. Прочие материалы и изделия**

Ниши анкерных узлов в торцах плит получают при помощи пластиковой формообразующей детали, прикрепляемой к борту опалубки при помощи шпилек с гайками. Данное изделие может иметь различную форму и размеры в зависимости от поставщика системы постнапряжения, также может иметь специальные пазы и отверстия для легкого извлечения в процессе распалубки.

Промежуточные анкерные ниши устраиваются при помощи изготавливаемых из опалубочной фанеры по месту элементов опалубки, их габаритные размеры определяются размерами ниш, что должно быть отражено в проектной документации.

Так как нарушение герметичности оболочек-каналообразователей и проникновение в них бетона в процессе бетонирования плит могут привести к заклиниванию арматурного каната в процессе натяжения и затруднить или сделать невозможным процесс инъектирования, необходимо выполнить герметизацию всех стыков системы предварительного напряжения изоляционной клейкой лентой. Для герметизации всех стыков системы предварительного напряжения должна применяться клейкая лента достаточной ширины и прочности.

Для сплошного заполнения каналов с напрягаемой арматурой в процессе инъектирования необходимо предусмотреть дополнительные штуцеры инъектирования, выполняемые в виде трубок из ПВХ, на 30–40 см выпускаемых из верхней грани плиты, концы которых закрываются изоляционной клейкой лентой.

## **П4. ОРГАНИЗАЦИЯ И ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ**

### **П4.1. Общие положения**

Организацию строительно-монтажных работ по устройству предварительного напряжения монолитных железобетонных плит следует выполнять в соответствии с проектной документацией и проектом производства работ, разработанным в соответствии с требованиями ТКП 45-3.01-161 и утвержденном в установленном порядке, настоящей технологической картой и инструкциями по устройству каждой конкретной системы предварительного напряжения. Производство работ без утвержденного ППР не допускается.

Изделия и материалы, применяемые при производстве работ, должны соответствовать требованиям проектной документации и действующих ТНПА на их изготовление.

Изделия и материалы, поступающие на объект строительства, следует хранить в соответствии с требованиями главы ПЗ настоящей технологической карты.

Условия складирования и хранения должны обеспечивать:

- свободное и безопасное осуществление операций по перемещению грузов;
- читаемость маркировочных надписей, знаков и этикеток со стороны проходов;
- устойчивое положение изделий и материалов в течение срока складирования;
- защиту изделий и материалов от механических повреждений, загрязнений, а также от воздействия неблагоприятных погодных факторов, снижающих их качество.

Сведения о производстве работ должны ежедневно вноситься в журнал производства работ.

### **П4.2. Организация производства работ**

Предварительное напряжение монолитных железобетонных плит выполняют по захваткам, определенным в привязке технологической карты к объекту.

Границы захваток целесообразно увязывать с положением швов бетонирования либо температурно-деформационных швов таким

образом, чтобы каждая захватка представляла собой плиту либо ее часть, на которой бетонирование выполняется одновременно.

Расстановка звеньев зависит от выполняемой в ходе устройства предварительного напряжения операции.

Работы по монтажу системы предварительного напряжения выполняет звено рабочих следующего состава:

- монтажник 5-го разряда (М1) – 1 человек;
- монтажник 4-го разряда (М2) – 1 человек;
- монтажник 3-го разряда (М3) – 1 человек.

Звено является самостоятельной производственной ячейкой, в полном объеме автономно выполняющей работы, входящие в технологический процесс. В зависимости от объема работ на объекте могут работать несколько звеньев.

Монтажники, входящие в состав звена, должны быть аттестованы для выполнения работ по монтажу системы предварительного напряжения, уметь самостоятельно выполнять все технологические операции и быть способны заменить друг друга, а также знать основные свойства применяемых материалов, владеть безопасными методами производства работ, быть знакомы с требованиями, предъявляемыми к качеству монтажа элементов системы предварительного напряжения.

Работы по разматыванию арматурного каната с диспенсера и его нарезке выполняет звено из 2 арматурщиков 4-го разряда (А1, А2).

Работы по натяжению арматурных канатов выполняет звено рабочих следующего состава:

- монтажник 5-го разряда (М5) – 1 человек;
- монтажник 4-го разряда (М4) – 1 человек;
- монтажник 3-го разряда (М3) – 1 человек.

Монтажники, выполняющие работы по натяжению арматурных канатов, должны быть обучены работе с гидравлическим оборудованием, знать правила безопасного производства работ, быть аттестованы для выполнения операций по натяжению арматурных канатов.

Работы по пневматическим испытаниям и инъецированию каналов с арматурными канатами, а также по заделке анкерных ниш выполняет звено рабочих следующего состава:

- бетонщики 5-го разряда (Б5) – 2 человека;
- бетонщики 4-го разряда (Б4) – 2 человека;
- бетонщик 3-го разряда (Б3) – 1 человек.

Бетонщики, выполняющие цикл работ по инъекцированию каналов, должны владеть процедурой пневматических испытаний системы предварительного напряжения, технологией приготовления инъекционной смеси в соответствии с рецептурой, владеть навыками работы с растворонасосом. Рабочие должны быть аттестованы для выполнения работ по инъекцированию каналов, владеть безопасными методами производства работ.

Технологические операции, связанные с подачей монтируемых изделий и материалов к месту производства работ, а также выгрузкой их из транспортных средств, осуществляет звено рабочих следующего состава:

- машинист крана 5-го разряда либо иного грузоподъемного механизма, предусмотренного ППР (МК5), – 1 человек;
- стропальщики 2-го разряда (С2) – 2 человека.

Работы по горизонтальному и вертикальному перемещению материалов в зонах складирования и производства работ могут также производить 1 или 2 подсобных рабочих 1-го разряда (ПР1).

Установку и разборку применяемых средств подмащивания выполняют рабочие соответствующих специальностей, обученные и аттестованные в установленном порядке.

Приведенные составы звеньев являются рекомендуемыми. Состав звена необходимо уточнять при привязке технологической карты в зависимости от конкретных условий производства работ, имеющегося кадрового состава и наличия у рабочих звена смежных профессий.

### **П4.3. Технология производства работ**

Работы по предварительному напряжению монолитных железобетонных плит перекрытия и покрытия выполняются в следующей технологической последовательности:

- подготовительные работы;
- монтаж анкерных узлов, каналообразователей, протягивание прядей;
- натяжение прядей;
- консервация анкерных ниш бетоном;
- проверка на герметичность (пневмоиспытания) каналообразователей;

- инъектирование каналовобразователей цементным раствором;
- окончание работ;
- оформление отчетной документации.

### ***П4.3.1. Подготовительные работы***

Перед выполнением работ по устройству систем предварительного напряжения должны быть выполнены подготовительные работы в соответствии с требованиями ТКП 45-1.03-161–2009.

Подрядной организацией при подготовке к производству работ по предварительному напряжению должно быть выполнено следующее:

- получена лицензия на выполнение лицензируемых строительно-монтажных работ;
- аттестованы специалисты, отвечающие за производство строительно-монтажных работ;
- получена и проверена в установленном порядке проектная документация;
- разработаны проекты производства работ;
- разработаны и осуществлены мероприятия по организации труда и обеспечению строительных бригад технологическими картами;
- организовано инструментальное хозяйство для обеспечения бригад необходимыми средствами малой механизации, инструментом, средствами измерений и контроля, средствами подмащивания, ограждениями и монтажной оснасткой в составе и количестве, предусмотренных нормокомплектами;
- создан необходимый запас строительных конструкций, изделий и материалов;
- поставлены или перебазированы на рабочие места строительные машины и передвижные (мобильные) механизированные установки;
- разработаны мероприятия по снижению энерго- и материалоемкости производства, уменьшению отходов, потерь сырья и материалов при производстве работ, хранении и транспортировании материалов и конструкций.

К моменту начала работ по устройству систем предварительного напряжения необходимо:

- обеспечить место проведения работ электричеством, сжатым воздухом, освещением, водой, теплом (при ведении работ в зимний период);

- доставить и подготовить механизмы, инвентарь и приспособления;
- подготовить место под площадки временного складирования;
- по границе опасной зоны установить ограждение с предупредительными надписями;
- в соответствии с рабочими чертежами подготовить необходимые материалы (анкерные узлы с креплениями, каналообразователи, арматурные пряди);
- закончить монтаж опалубки плит перекрытия;
- оформить и согласовать график совмещенных работ и наряд-допуск;
- установить и принять средства подмащивания (установка необходимых подмостей для работы по отдельному проекту);
- подготовить к работе и проверить такелажную оснастку, грузоподъёмные приспособления, инструмент.

Если часть пучка выходит за пределы захватки, то опалубку следует устанавливать минимум на 2 метра дальше границы захватки со стороны этого пучка.

Приемка работ по монтажу опалубки плит должна быть выполнена в соответствии с требованиями соответствующей технологической карты, проекта производства работ и действующих ТНПА с составлением актов приемки.

После распалубки плиты перекрытия необходимо выполнить реопирание и проверить правильность положения устанавливаемой на нее опалубки плиты вышележащего этажа.

#### ***П4.3.2. Монтаж анкерных узлов, каналообразователей, протягивание прядей***

До начала работ необходимо убедиться, что заготовлены и доставлены к месту монтажа в достаточном количестве и не имеют дефектов и повреждений следующие материалы:

- каналообразователи соответствующего размера;
- изоляционная липкая лента;
- полиэтиленовые трубки инъектирования;
- анкера, раструбы, ниши и крепления к ним;
- фиксаторы каналообразователей соответствующей высоты;
- диспенсеры с катушками с арматурными прядями.

Процедура ведения работ:

1. На опалубке следует отметить места расположения раструбов, ниш и отверстий под их крепление согласно рабочим чертежам. Записать какие-либо несоответствия положения между указанным рабочими чертежами и фактическим, оповестить ответственное за монтаж системы предварительного напряжения лицо в случае невозможности установить раструб в пределах проектного допуска (рис. П4.1).



Рис. П4.1. Монтаж анкерного узла. На опалубке отмечено место установки закладной детали и нанесен номер пучка. Деталь между закладной и бортом опалубки – нишеобразователь

2. Диспенсер с катушкой с прядями установить в положение для протягивания прядей. Записать номер катушки для учета местоприменения расходуемых материалов. Для ускорения процесса работ диспенсер с катушкой необходимо разместить на один уровень с монтируемой плитой либо в другое удобное для вытягивания, нарезки и подачи канатов положение. Вес диспенсера с катушкой не превышает 3,5 т.

3. Нишу и раструб прикрепить к опалубке при помощи болта, шпильки с гайкой или другими способами, предусмотренными проектом и производителем системы предварительного напряжения.



Необходимо следить за правильностью расположения узлов крепления инъекционных приспособлений на закладной детали, они должны быть обращены вверх для удобства последующего инъецирования (рис. П4.2).



Рис. П4.2. Анкерный узел в сборе. Раструб закладной детали соединен с бортом опалубки шпилькой с гайкой. Стык закладной детали с каналообразователем (горизонтальная трубка) и штуцером инъецирования (вертикальная трубка) загерметизирован клейкой лентой

4. Смонтировать нижнюю арматурную сетку. Ввиду того, что работы по монтажу системы постнапряжения выполняются параллельно с установкой ненапрягаемой арматуры, следует избрать такую последовательность установки арматурных изделий, при которой на каждом этапе монтаж системы постнапряжения не будет затруднен.

5. Установить опоры каналобразователей.

6. Установить каналобразователи по всей длине пучка, стыки и соединения плотно загерметизировать липкой лентой.

7. Протянуть прядь в каналобразователь. Обрезать прядь при помощи углошлифовальной машинки, оставив технологические концы необходимой длины с активной и пассивной сторон. Продолжать протягивание остальных прядей пучка.

8. При одностороннем натяжении на пассивном конце пучка сформировать луковичеобразный анкер (рис. П4.3) на каждой пряди при помощи специального домкрата. Расположить концы прядей с луковичеобразными анкерами таким образом, чтобы при бетонировании они были полностью покрыты бетоном. Расположить пассивные анкера на необходимой по проекту высоте, по длине каналобразователей установить фиксаторы.



Рис. П4.3. Луковичеобразные анкеры на пассивных концах прядей

9. Установить местное армирование анкерных зон, завершить монтаж арматуры (местное армирование анкерной зоны показано на рис. П4.2: арматурный каркас, перпендикулярный каналобразователю с пучком).

10. Установить инъекционные трубки и загерметизировать соединения. Метод фиксации трубок инъектирования может различаться в зависимости от поставщика системы постнапряжения. Необходимо закупорить свободные концы трубок, чтобы предотвратить попадание в них бетона и посторонних предметов.

11. Проверить положение пучков в плане и по высоте. Для контроля правильности трассировки пучков в соответствии с проектом на оболочке целесообразно проставлять величину превышения (расстояние от нижней грани бетонируемой плиты до оси пучка, мм) при помощи несмываемого маркера.

12. Убедиться в герметичности соединений и стыков. Максимальная длина герметизируемого липкой лентой участка каналобразователя не ограничивается (рис. П4.4).



Рис. П4.4. Герметизация каналобразователя с пассивной стороны пучка клейкой лентой

13. В некоторых случаях (например, при выполнении работ в стесненных условиях) целесообразно выполнить нарезку прядей перед их протягиванием внутрь оболочек. В этом случае выполняют нарезку прядей необходимой длины на свободном участке площадки при помощи углошлифовальной машинки, далее осуществляют их подачу к месту установки (рис. П4.5).



Рис. 4.5. Пост предварительной нарезки прядей

14. При затрудненном протягивании канатов внутрь оболочек требуется ошлифовать конец каната при помощи углошлифовальной машинки или использовать гладкие съёмные наконечники.

15. По окончании работ по монтажу системы постнапряжения необходимо осуществить приемку армирования плит с составлением актов освидетельствования скрытых работ на работы по установке ненапрягаемой арматуры и работы по монтажу деталей системы постнапряжения, рис. П4.6. В процессе приемки необходимо проверить правильность положения пучков в плане и по высоте (корректность трассировки) и убедиться в герметичности соединений и стыков.



Рис. П4.6. Монтаж системы предварительного напряжения.  
Общий вид конструкции

### ***П4.3.3. Натяжение прядей***

С целью обеспечения безопасности персонала и снижения риска повреждения конструкций перед началом работ необходимо:

- провести инструктаж персонала по безопасному ведению работ по натяжению прядей;
- выполнить проверку исправности шлангов и фитингов домкратов;
- выполнить проверку исправности домкрата, гидравлического насоса, оборудования для его подвешивания и манипулирования им;
- выполнить проверку соответствия марки стали, диаметра и числа прядей, установленных в анкерном креплении, проектным. Проверить состояние поверхности прядей;
- выполнить проверку соответствия составных частей анкерного крепления проекту касательно их типа, устройства и правильного расположения в конструкции;

– выполнить проверку соответствия оборудования типу анкерного крепления и его наличия в достаточном количестве согласно методу натяжения и графику производства работ;

– проверить величину припуска (длины свободного конца) пряди на предмет соответствия применяемому домкрату;

– учесть все возможные внешние ограничения, оказывающие влияние на процесс натяжения (демонтаж опалубки, раскружаливание, периоды между этапами).

Последовательность натяжения пучков, если в проекте не указано иное:

- пучки главных балок;
- пучки второстепенных балок;
- сгруппированные пучки;
- распределенные пучки.

Процедура ведения работ:

1. Удалить нишу, проверить состояние поверхностей прядей и раструба.

2. Установить анкерный блок и цанги (рис. П4.7).



Рис. П4.7. Анкерный блок и цанги, установленные в положение перед натяжением. Проставка на пряди служит для правильного приложения усилия при возможности отклонения оси домкрата от оси пряди

3. Оградить зону ведения работ в радиусе 3 м, установить предупреждающие знаки (рис. П4.8).



Рис. П4.8. При натяжении у края конструкции существует риск падения домкрата вниз при обрыве пряди, потому необходимо установить защитный щит напротив точки натяжения

4. В общем случае операция натяжения ведется в два этапа. На первом этапе все пряди натягиваются на 25 % от финального усилия по проекту. Первый этап натяжения может осуществляться сразу по достижении соответствующей прочности бетона на сжатие согласно графику натяжения (рис. П4.9, П4.10).

Последовательность действий на первом этапе:

- проверить правильность расположения анкерного блока на посадочном углублении раструба: в горизонтальном и вертикальном направлениях;

- натянуть каждую прядь до 25 % от окончательного усилия;

- выполнить механическую (с помощью пружины) или гидравлическую блокировку цанги.



Рис. П4.9. Установка домкрата в рабочее положение при расположении анкера на верхней грани плиты



Рис. П4.10. Установка домкрата в рабочее положение при расположении анкера на торце плиты



Применительно к активному анкерному креплению в процессе натяжения не допускается анкеровка с самофиксацией цанги и забивка молотом.

Второй этап натяжения осуществляется до финального усилия при достижении бетоном своей расчетной прочности на сжатие либо минимальной прочности на сжатие, указанной в проекте.

Последовательность действий на втором этапе:

- проверить правильность расположения анкерного блока на посадочном углублении раструба в горизонтальном и вертикальном направлениях;

- распылить краску на все пряди на одинаковом расстоянии от анкерного блока, чтобы можно было измерить удлинение канатов в процессе натяжения;

- измерить начальный припуск по длине прядей между отметками, нанесенными краской, и опорной поверхностью анкерного крепления ( $D_{\text{начальн}}$ );

- натянуть пряди до окончательного усилия натяжения (т. е. конечного давления  $P_0$ );

- выполнить механическую или гидравлическую блокировку цанг в соответствии с используемым домкратом; применительно к активному анкерному креплению в процессе напряжения не допускаются анкеровка с самофиксацией цанги и забивка молотом;

- сбросить давление в камере натяжения до 50 бар и измерить общее втягивание (передача нагрузки на анкерное крепление). Это значение с учетом поправки, указанной в приложении А, позволяет получить чистое втягивание. Предельные значения чистого втягивания указаны в приложении А (рис. П4.11);

- если значение чистого втягивания не соответствует указанной в приложении А величине, необходимо снова приложить к пряди нагрузку напряжения до значения  $P_0$ , затем передать нагрузку на анкерное крепление и повторно отрегулировать втягивание цанги;

- убрать домкрат. Измерить окончательное расстояние  $D_k$  между отметками, нанесенными краской, и опорной поверхностью анкерного крепления;

- записать полученное значение ( $D_k - D_n$ ) в акт выполнения натяжения. Это удлинение может составлять от  $0,93\Delta_0$  до  $1,10\Delta_0$ , при значении  $\Delta_0$  в соответствии с расчетом в приложении А (форма протокола натяжения – приложение Б);

– минимальная прочность бетона на сжатие, необходимая для выполнения натяжения прядей до финального усилия, должна составлять 33 МПа для кубических образцов или 27 МПа для цилиндрических;

– величина минимальной передаточной прочности устанавливается при расчете плиты по первой группе предельных состояний. Использование электропрогрева для ускорения набора прочности бетоном не запрещается.



Рис. П4.11. При натяжении выполняется непрерывный контроль давления в гидравлической системе

Важно следить за правильностью расположения анкерного блока во время и после операций натяжения каждой пряди. Операторы должны убедиться в надлежащей центровке анкерного блока: по горизонтали и вертикали на опорной поверхности (углублении) раструба анкерного блока.

Во время операции натяжения домкрат ни в коем случае не должен достигать конца своего хода. Если давление в домкрате внезапно увеличится, а поршень при этом не будет двигаться, может произойти повреждение домкрата.

При выполнении операций натяжения находиться за домкратами строго запрещено.

Никакая часть тела оператора не должна располагаться за или над натянутыми ранее прядями пучка.

Посторонним запрещается находиться поблизости от места проведения работ по натяжению арматурного пучка.

По окончании операций необходимо оформить документацию.

Демонтаж опалубки должен быть согласован с исполнителем работ по предварительному напряжению. Бетонирование колонн и монолитных стен для вышестоящего уровня разрешается до проведения операции натяжения.

Перед бетонированием следующего уровня необходимо произвести переопирание перекрытия в соответствии с рекомендациями проектировщика.

#### ***П4.3.4. Консервация анкерных ниш бетоном***

После получения подтверждения от главного инженера проекта о соответствии удлинения натянутого пучка необходимо отрезать припуски прядей с помощью углошлифовальной машинки до расстояния 30 мм от анкерных цапг. Припуски по длине не должны обрезаться с помощью газорезки (или при ином температурном воздействии).

Затем необходимо законсервировать нишу бетоном того же класса, что и основная конструкция. Для удобства заполнения ниши бетоном при устройстве опалубки в верхней ее части закладывают отрезок деревянного бруса или доски, после извлечения образующий паз, через который и выполняют заполнение ниши бетоном (рис. П4.12).



Рис. П4.12. Извлекаемый отрезок доски позволяет облегчить процедуру замоноличивания анкерной ниши. К торцевой плоскости плиты приставляется деталь опалубки, а заполнение ниши бетоном ведется сверху через полученный за счет извлечения доски паз

#### ***П4.3.5. Проверка на герметичность (пневмоиспытания) каналообразователей***

Проверка каналообразователей на герметичность (пневмоиспытания) выполняется после консервации анкерных ниш бетоном с целью выявления утечек.

Пропускная способность насоса на выходе должна быть отрегулирована, должна быть обеспечена герметичность всех соединительных элементов, вентилях и шлангов системы, их стыков.

Потери давления нагнетаемого в канал сжатого воздуха не должны превышать 1 бар в течение 3 минут при начальном давлении 3 бар.

### ***П4.3.6. Инъекцирование каналов с размещенной в них напрягаемой арматурой***

#### *Общие положения*

Инъекцирование каналов с натянутыми прядями требуется для предотвращения процесса коррозии и увеличения срока службы конструкции (рис. П4.13).

Инъекцирование осуществляется с помощью выпускных труб (точек инъекцирования), расположенных на закладной детали (раструбе). При этом цементный раствор должен отвечать требованиям проекта.

Выпускная труба для заливки цементного раствора в верхней части раструбы должна быть подсоединена герметично (с помощью липкой ленты), чтобы исключить попадание бетона в зону анкерного крепления (см. рис. П4.1).

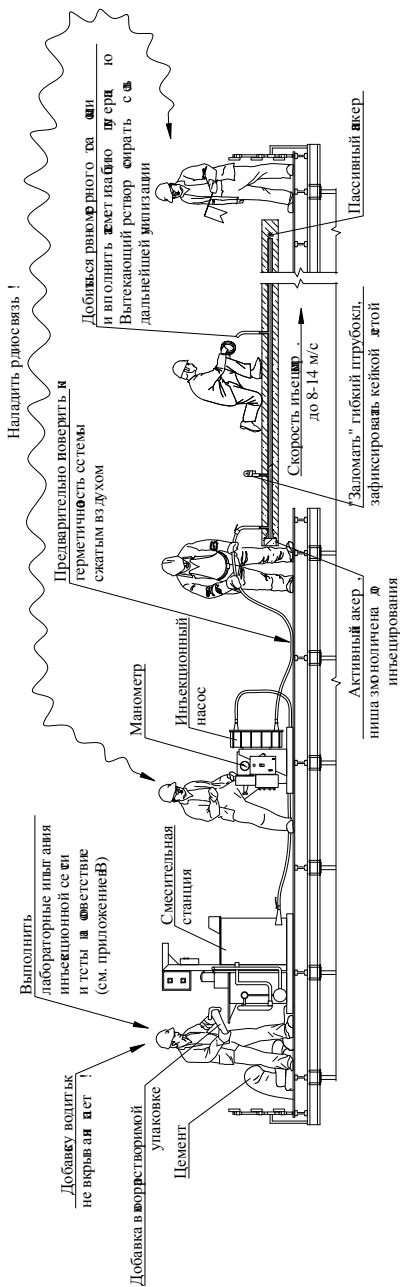


Рис. П4.13. Схема выполнения операции инъектирования каналов

Сроки осуществления инъецирования пучков устанавливаются в зависимости от условий строительства и качества поставляемых прядей. В случае использования прядей, покрытых специальным водоразбавляемым составом для предотвращения коррозии, процесс инъецирования не имеет критичных сроков выполнения. Перед началом инъецирования данное покрытие удаляется с прядей путем промывки каналообразователя водой до отсутствия у воды «молочного» оттенка.

Перед началом операций инъецирования необходимо проверить:

- что места подключения к источникам электричества, сжатого воздуха и воды доступны и находятся в исправном состоянии;
- необходимое количество цементного раствора и добавок заготовлено и доставлено к месту ведения работ;
- требуемое оборудование (рис. П4.14), оснастка и принадлежности для контроля и испытаний находятся в исправном состоянии.



Рис. 4.14. Смесительная станция для приготовления инъекционного раствора.  
Один из вариантов исполнения

Физико-механические характеристики раствора, его компоненты, дозировки и указания по контролю качества и испытаниям приведены в приложении В.

## *Процедура ведения работ*

1. В смесительном оборудовании приготовить раствор в количестве, достаточном для инъецирования каналообразователя плюс 20 %.

2. Подключить шланги инъецирования к инъекционной трубке. Во избежание образования воздушных полостей в случае замедления цементного раствора в канале в процессе инъецирования скорость нагнетания цементного раствора должна находиться в пределах от 8 до 14 м/мин.

3. В случае подачи раствора выше места его приготовления давление инъецирования не должно превышать 10 бар.

4. Цементный раствор подается до тех пор, пока не начнет вытекать через трубку на противоположном конце каналообразователя. Вытекающий раствор должен быть той же консистенции, что и на входе в каналообразователь, и не иметь разрывов сплошности (рис. П4.15).



Рис. П4.15. Процедура инъецирования. Рабочий следит за консистенцией вытекающего через штуцер раствора

5. Для дальнейшей утилизации вытекающий раствор следует собирать в емкость.



6. После завершения операции подать давление 5 бар в течение 1 минуты. Потери давления не должны превышать 2 бар в течение 1 минуты.

7. После окончания инъецирования оборудование следует тщательно промыть водой.

8. Оформить необходимую документацию.

#### *Дополнительные меры при работе при низких температурах*

Инъецирование пучков цементным раствором не должно выполняться, если температура ниже +5 или выше 35 °С. Следовательно, необходимо принять специальные меры, если температура выходит за пределы указанных параметров, и, в частности, в отношении низких температур.

Заказчиком должно быть предоставлено следующее оборудование:

- система обогрева горячим воздухом;
- теплоизоляция шлангов подачи раствора;
- обогреваемый тепляк или помещение для изготовления раствора;
- обогреваемое складское помещение для хранения цемента и добавки;
- горячая вода.

Инъецирование каналов образателей целесообразно выполнять сразу после окончания электропрогрева уложенного в конструкцию бетона.

Если температура, измеренная внутри каналов образателей, ниже +2 °С, перед выполнением процедуры инъецирования каналов образатели прогреваются при температуре +40 °С в течение 48–72 часов таким образом, чтобы температура внутри канала образателя не опускалась бы ниже 5 °С в течение 6 часов после остановки обогрева. Система обогрева каналов образателей будет остановлена лишь за несколько минут до начала операции инъецирования.

Обогрев может быть осуществлен путем продувки каналов образателей горячим воздухом.

Шланги для инъецирования, которые обеспечивают подачу раствора от станции изготовления на вход в пучок, должны быть теплоизолированы при помощи теплоизоляционного материала (стекловолокно).

Чтобы поддержать достаточную температуру перед подачей раствора, горячую воду необходимо пропустить по шлангам.

Смеситель, технологическая емкость и помпа подачи раствора, служащие для изготовления и хранения смеси, устанавливаются в отапливаемом тепляке, при этом температура должна превышать +20 °С.

Твердые составляющие раствора, цемент и добавка должны храниться в обогреваемом помещении, где температура окружающей среды, как минимум, +20 °С.

Компоненты смешиваются с водой, температура которой должна быть достаточно высокой, чтобы обеспечить получение цементного раствора с температурой после изготовления в диапазоне от +10 до +32 °С.

## **П5. КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА И ПРИЕМКА РАБОТ**

### **П5.1. Входной контроль**

Входной контроль предусматривает проверку наличия сопроводительной документации, включая гигиенический сертификат и сертификат соответствия (техническое свидетельство), осмотр деталей для установления маркировки, а также трещин, сколов, рисков и других механических повреждений, выборочные испытания по определению разрушающей нагрузки образцов.

Все детали должны иметь маркировку, указывающую характеристики и назначение. На поверхности деталей не должно быть механических повреждений и заломов.

Для каждой партии цемента следует проверить наличие сертификата соответствия. На каждой мешке должна быть указана дата изготовления и номер партии. Необходимо убедиться, что срок годности цемента удовлетворяет срокам проведения работ.

### **П5.2. Контроль качества работ**

Монтаж арматуры последующего натяжения должен проводиться в полном соответствии с требованиями инструкций предприятий-изготовителей оборудования, действующих СНБ, правил пожарной безопасности и указаниями проекта.

Комплектность поставки оборудования определяется путем сопоставления упаковочной ведомости с действительным наличием документации, оборудования, деталей, запасного инструмента и приборов.

Оборудование с истекшим гарантийным сроком может быть допущено к монтажу только после проведения на нем комплекса работ, предусмотренных документацией предприятия-изготовителя (ревидии, устранения дефектов и т. п.). Результаты проведенных работ должны быть оформлены актом.

До проведения монтажных работ соединительные детали, арматура и средства крепления, поступившие на объект, должны быть подвергнуты входному контролю. Количество изделий и материалов, подлежащих входному контролю, должно соответствовать нормам, приведенным в технических условиях и стандартах. Результаты входного контроля оформляются Актом и заносятся в журнал учета входного контроля материалов и конструкций.

Соединительные детали, а также средства крепления, поступившие на объект, должны иметь сопроводительный документ, подтверждающий их соответствие нормативным требованиям. К каждому контейнеру и пакету с деталями должна быть прикреплена табличка с маркировкой упакованных узлов в соответствии с действующими стандартами и техническими условиями на изготовление изделий.

При отсутствии сертификатов качество изделий и материалов должно быть подтверждено результатами лабораторных испытаний.

При операционном (технологическом) контроле необходимо проверять соответствие выполнения основных производственных операций по монтажу требованиям, установленным строительными нормами и правилами. Результаты операционного контроля должны быть зарегистрированы в журнале производства работ.

При инспекционном контроле качество монтажных работ проверяют выборочно, по усмотрению заказчика или генерального подрядчика, с целью проверки эффективности ранее проведенного производственного контроля. Этот вид контроля может быть введен на любой стадии монтажа.

Результаты контроля качества, осуществляемого техническим надзором заказчика, авторским надзором, инспекционным контролем, и замечания лиц, контролирующих производство и качество работ, должны быть занесены в журнал производства работ и также фиксироваться в Общем журнале работ.

Подрядчик должен предъявлять представителю заказчика общий журнал работ, акты освидетельствования скрытых работ, протоколы, исполнительную документацию, сертификаты и паспорта на примененные материалы, оборудование и изделия для сопоставления с требованиями проекта, технических условий, норм и стандартов.

## **П6. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ, ОХРАНА ТРУДА, ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ, ПРОТИВОПОЖАРНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ**

### **6.1. Техника безопасности и охрана труда**

Монтаж системы постнатяжения является особо ответственной работой повышенной опасности, обусловленной:

- применением оборудования, развивающего большие тяговые усилия (гидродомкраты, тяговые лебедки и т. д.);
- работой с электроинструментом;
- перепадом высот при переходе с одного уровня на другой;
- проведением работ на высоте при ограниченной видимости;
- верхолазными работами при натяжке канатов;
- подъёмом и перемещением оснастки, имеющей значительную массу;
- выполнением совмещенных работ;
- работой кранов и другой техники;
- зависимостью от погодных условий.

При выполнении работ должны соблюдаться требования следующих нормативно-технических документов:

- Правила пожарной безопасности;
- Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов;
- Правила безопасности при работе с инструментом и приспособлениями;
- Безопасность труда в строительстве. Общие требования. Часть 1;
- Межотраслевые правила по охране труда (правила безопасности) при эксплуатации электроустановок;
- Межотраслевые правила по охране труда при работе на высоте;
- Правила устройства электроустановок. Издание 7;
- Стропы грузовые общего назначения. Требования к устройству и эксплуатации;
- Монтаж системы постнатяжения (выполняются по акту-допуску согласованным с Заказчиком).

Работы повышенной опасности, такие как работы на высоте, работа вблизи кранов, движущихся машин и механизмов, работа вблизи неогражденных перепадов при высоте 1,3 м и более, передвигаемые конструкции, производство работ в темное время суток, при повышенном уровне вибрации, повышенном уровне шума, неблагоприятных погодных условиях (ветер, град, дождь), выполняются по наряду-допуску, согласованному с Заказчиком.

К выполнению работ повышенной опасности допускаются лица не моложе 18 лет, признанные медицинским освидетельствованием годными к производству работ на высоте, имеющие производственный стаж на указанных работах не менее одного года, разряд монтажника стальных и железобетонных конструкций не ниже третьего и I группу электробезопасности.

К выполнению работ допускаются работники, прошедшие обучение, проверку знаний по охране труда, стажировку на рабочем месте, имеющие удостоверения, оформленные в установленном порядке, прошедшие первичный инструктаж и получившие целевой инструктаж на рабочем месте по безопасному выполнению работ.

Перед проведением работ рабочие и ИТР, принимающие участие в выполнении работ и проведению контроля, должны ознакомиться с настоящим ППР под роспись.

При выполнении работ бригада должна состоять не менее чем из трех человек. С момента допуска бригады к работе производитель работ должен находиться на рабочем месте и в целях обеспечения безопасности осуществлять постоянный надзор за работой членов бригады, руководить правильной расстановкой персонала, не допуская без необходимости его нахождения в опасной зоне. Все лица, находящиеся на строительной площадке, обязаны носить защитные очки, спецодежду, защитную обувь, защитные каски, а также использовать другие необходимые средства индивидуальной и коллективной защиты.

Рабочее место должно содержаться в чистоте; хранение заготовок, материалов, инструмента, готовой продукции, отходов производства должно быть упорядочено и соответствовать требованиям охраны и безопасности труда. На рабочем месте не допускается размещать и накапливать неиспользуемые материалы, отходы производства и т. п., загромождать пути подхода и выхода.

Материалы, изделия, конструкции при приеме и складировании на рабочих местах, находящихся на высоте, исходя из несущей способности лесов, подмостей, площадок и т. п., на которых производится размещение указанного груза, следует принимать в объемах, необходимых для текущей переработки, и укладывать так, чтобы не загромождать рабочее место и проходы к нему.

Рабочие места и проходы к ним на высоте 1,3 м и более и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте ограждаются временными инвентарными ограждениями в соответствии с требованиями ГОСТ 12.4.059–89. При невозможности применения предохранительных ограждений или в случае кратковременного периода нахождения работников допускается производство работ с применением страховочной привязи и предохранительного пояса.

На участках, где ведутся работы, не допускаются выполнение других работ и нахождение лиц, не участвующих в монтаже.

При работе в темное время суток зона производства работ должна быть освещена. Освещенность рабочих мест в зоне расположения анкерных узлов – не менее 50 лк.

По периметру плиты должно быть выполнено штатное ограждение. Проходы на площадках и рабочих местах должны отвечать следующим требованиям:

- ширина одиночных проходов к рабочим местам и на рабочих местах должна быть не менее 0,6 м, высота в свету – не менее 1,8 м;
- лестницы или скобы, применяемые для подъема или спуска работников на рабочие места на высоте более 5 м, должны быть оборудованы устройствами для закрепления фала страховочной привязи предохранительного пояса.

Место по производству работ по натяжению канатов с помощью домкрата должно быть шириной 1 м и длиной 1,5 м и оборудовано ограждением и местом для закрепления фала страховочной привязи предохранительного пояса.

На границах зон постоянно действующих опасных производственных факторов устанавливаются защитные ограждения, а на границах зон потенциальной опасности действия этих факторов – сигнальные ограждения и (или) знаки безопасности.

При грозе, скорости ветра 15 м/с и более, сильном снегопаде, тумане, гололеде и других угрожающих безопасности работников случаях работы на наружных лесах должны быть прекращены.

Перед началом выполнения работ на строительном объекте должна быть произведена проверка строительных лесов. Все несоответствия должны быть сообщены в письменном виде представителю Заказчика. Если несоответствия не устранены, выполнение работ по предварительному напряжению плит запрещено.

Далее проверка лесов осуществляется каждые семь дней.

Работа со случайных подставок (ящиков, бочек и т. п.), а также с ферм, стропил и т. п. не допускается.

Перед проведением работы по инъецированию каналообразователей необходимо проверить закрепление (устойчивость) оборудования, состояние гибких шлангов для инъецирования и места их соединений.

Использование неисправного и непроверенного оборудования не допускается.

При приготовлении цементного раствора обязательно использовать средства индивидуальной защиты органов дыхания и глаз, используя для этих целей респираторы и защитные очки.

В процессе натяжения прядей персоналу запрещается находиться в зоне возможного выхода пряди при ее обрыве.

Должна быть предусмотрена возможность остановки процесса натяжения в любой момент проведения операции.

В течение всего времени осуществления операции, когда включен насос, проход и нахождение персонала рядом с домкратом запрещены.

При подсоединении подач в камеры натяжения и камеры обратного хода не допускать перепутывания подач. При выполнении операций натяжения находиться за домкратами строго запрещено. Никакая часть тела оператора не должна располагаться за или над натянутыми ранее прядями пучка.

Оператор натяжения должен использовать средства индивидуальной защиты глаз (защитные очки).

При разрыве пряди необходимо остановить выполнение натяжения, выполнить блокировку цапг анкером при достигнутом усилии, снять домкраты, вывести персонал в безопасное место, обследовать ситуацию и составить отчет.

При работе с УШМ персонал должен использовать защитный щиток.



## П6.2. Противопожарные мероприятия

При производстве работ необходимо руководствоваться ППБ-2.09–2002 «Правила пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ». Все работающие должны быть проинструктированы по правилам пожарной безопасности. В каждой смене должен быть назначен ответственный за противопожарную безопасность.

Каждое строительство необходимо обеспечить противопожарным оборудованием и инвентарем согласно нормам. Характер противопожарного оборудования устанавливается по согласованию с местными органами Государственного пожарного надзора в зависимости от степени пожарной опасности объекта и его государственного значения.

Кроме перечисленных в нормах первичных средств пожаротушения и противопожарного инвентаря на каждый 5000 м<sup>2</sup> застроенной территории устанавливаются пожарные пункты (щит или шкаф, окрашенные в красный цвет с надписью «Пожарный пункт») со следующим набором первичных средств пожаротушения и инвентаря:

- огнетушители типа ОП-5 – 2 шт.;
- ведра пожарные – 2 шт.;
- лопаты – 4 шт.;
- войлок (или асбестовое полотно) – 2 полотна.

Огнетушители, ящики для песка, бочки для воды, ведра, щиты или шкафы для инвентаря, ручки для лопат, футляры для кошм и другое оборудование в отличие от хозяйственного инвентаря должны быть окрашены в красный цвет.

Сгораемые материалы (древесно-стружечные плиты, фанера, лесоматериалы, рубероид и т. д.) должны доставляться на рабочие места в количестве, не превышающем сменной потребности.

Нагреваемые элементы, спирали, электроды и т. п. от попадания на них посторонних предметов должны быть защищены металлическими кожухами или несгораемыми ограждениями.

Для отключения электросети в случае аварии или пожара отключающие устройства должны устанавливаться в доступных местах.

### **Пб.3. Охрана окружающей среды и утилизация строительных отходов**

Отходы и строительный мусор должны своевременно вывозиться для дальнейшей утилизации. Захоронение бракованных изделий и конструкций запрещается. Сжигание горючих отходов и строительного мусора на участке строительства запрещается.

Для предотвращения загрязнения поверхностных и надземных вод необходимо улавливать загрязненную воду. Все производственные и бытовые стоки должны быть очищены.

Не допускается выпуск воды со строительной площадки непосредственно на склоны без надлежащей защиты от размыва.

При производстве работ должны соблюдаться требования по охране окружающей среды согласно ТКП 17.01.01.2007 «Охрана окружающей среды».

**Расчет параметров натяжения**

Усилия, рассчитанные проектировщиками, представляют собой усилия преднапряжения, которые следует применять к анкерным блокам. Чтобы получить эти усилия, необходимо учесть потери от трения при прохождении пучка в раструбе  $K_1$  и анкерном блоке  $K_2$ . Кроме того, следует учесть потери от трения в домкрате  $K_3$ . Соответственно, усилие, передаваемое домкратом, должно быть несколько больше расчетного, чтобы компенсировать эти потери.

Таким образом, конечное давление  $p_0$  натяжения рассчитывается по формуле

$$p_0 = \frac{F_0}{S_n (1 - (K_1 + K_2))(1 - K_3)},$$

где  $p_0$  – конечное давление в домкрате, бар;

$F_0$  – сила натяжения пучка по данным проекта, кН;

$S_n$  – площадь сечения камеры натяжения домкрата, см<sup>2</sup>;

$K_1, K_2, K_3$  – коэффициенты потерь.

Значение суммы  $K_1 + K_2$  является характеристикой механического трения в системе и зависит от вида системы предварительного напряжения и от типа применяемых канатов (в индивидуальной оболочке со смазкой или без таковой). Для системы со сцеплением арматуры с бетоном значение  $K_1 + K_2$  составляет 2–3 %.

Значение  $K_3$  специфично для каждого домкрата и указывается в сертификате калибровки, предоставляемом при поставке домкрата, либо определяется в результате калибровки на площадке.

Удлинение пряди обычно рассчитывается проектировщиком для всей операции натяжения. На площадке часть этого удлинения обеспечивается на первом этапе натяжения, а оставшаяся часть – во время окончательного натяжения.

Во время окончательного натяжения измеренное удлинение соответствует удлинению прядей в пределах от  $0,25p_0$  (давление на первом этапе напряжения) до  $p_0$  (конечное давление). Это значение связано с теоретическим удлинением следующим соотношением:

$$\Delta_0 = 0,75A,$$

где  $\Delta_0$  – удлинение пряди, наблюдаемое между первым этапом натяжения и окончательным натяжением, мм;

$A$  – теоретическое удлинение пряди при втягивании канг после блокировки, мм.

Чтобы рассчитать втягивание канг (чистое втягивание), значение втягивания, определяемое по движению пряди (или домкрата) (общее втягивание), необходимо скорректировать с учетом упругого укорочения участка пряди между кангой анкерного крепления и кангой домкрата.

Значение общего втягивания измеряется между этапом окончательного натяжения и этапом сброса давления до 50 бар (после блокировки канг). Поправка рассчитывается для домкрата, открытого на 80 % от своего хода при натяжении, и пряди, напряженной до 90 % от предела текучести. Чистое втягивание соотносится с общим втягиванием следующим образом:

$$U_{\text{net}} = U_{\text{gros}} - C,$$

где  $U_{\text{net}}$  – чистое втягивание, мм, предельные значения приведены в табл. А1;

$U_{\text{gros}}$  – общее втягивание, мм;

$C$  – поправка, зависящая от применяемого домкрата и хода, приведена в табл. А2, мм.

Таблица А1

Предельные значения чистого втягивания, мм

Диаметр пряди		T13	T15	T13	T15
Чистое втягивание	Минимальное	4	4	6	6
	Среднее	5	6	7	8
	Максимальное	6	8	8	9

## Поправка втягивания канги для различных домкратов, мм

Домкрат	Значение, измеренное на поршне домкрата	Значение, измеренное на пряди
SC2-180	6	4
SC2-600	10	8
SC2-1000	13	11
U24	9	7
TITAN 25	7	5
IHS 25T-150	6	4
IHS 25T-610	10	8

## Протокол натяжения

Объект (наименование)									
Протокол натяжения									
Блок									
Этаж	Домкрат типа								
Усилие	Дата калибровки								
Давление	Гидравлический насос тип бар								
Удлинение, мм									
(полное удлинение – среднее удлинение / 0.75 + дотяжка)									
Пучок №	Пряжа №	Дата операции	Измеренное	Критерий удлинения 75%		Дотяжка	Критерий удлинения		
				0.750*93*Δt	среднее		0.75*1.1*Δt	теоретич., Δt	фактич., Δo
	1								
	2								
	3								
	4								
	5								
	1								
	2								
	3								
	4								
	5								
	1								
	2								
	3								
	4								
	5								
Наблюдения во время натяжения:									
Указания по очередности натяжения прядей в пучке:									
Инженер Прораб Рук. отдела тех. надзора									

**Физико-механические характеристики инъекционного раствора, компоненты, дозировка, указания по контролю качества и испытаниям**

Физико-механические характеристики раствора:

- водоцементное соотношение – в пределах от 0,32 до 0,42;
- текучесть на входе в каналообразователь – в пределах от 11 до 30 с;
- текучесть на выходе из каналообразователя – меньше, чем на входе, не более чем на 2 с и от 11 с включительно;
- выделение цементного молока на поверхность до 2 % включительно при повторном поглощении после 24 ч;
- изменение объема – от –1 до +3 % в течение 24 ч с момента изготовления раствора;
- окончательное затвердевание до 24 ч включительно;
- прочность на сжатие после 28 дней при 20 °С – до 35 МПа (М350) включительно.

Компоненты цементного раствора:

- цемент марки СЕМ I в соответствии со стандартом EN 447 (М500 Д0);
- вода должна быть чистой питьевой без содержания моющих средств или других примесей;
- добавки должны содержать не более 100 мг/л хлоридов, не более 100 мг/л сульфатов и не должны иметь следов образования сульфидов;
- химический состав добавок не должен приводить к образованию любых продуктов, которые в течение короткого или длительного времени могут негативно воздействовать на сталь и/или цемент.

Для обеспечения требуемых физико-механических характеристик дозировка компонентов цементного раствора должна быть точно выверена в соответствии с условиями на стройплощадке. Приближенная пропорция компонентов на 100 кг цемента приведена в табл. В1 на примере добавок Rheobuild 1000К и Kelco-crete DG-К.

## Приближенная пропорция компонентов раствора

Компонент	Вес, кг	Объем, л
Цемент	100	32
Вода	32–42	32–42
Добавка Rheobuilt 1000K	3	2,5
Kelco-crete DG-F	0,0067	–

***Контроль качества и испытания инъекционного раствора***

Чтобы удостовериться в улучшении физических свойств раствора после корректировки состава, необходимо произвести испытания на соответствие техническим условиям. Должны быть выполнены следующие приемные испытания:

- температура. Для всех замесов измеряется температура окружающей среды, температура воды, цемента, температура смешиваемого раствора первого и далее – каждого десятого замеса; температура пластичного раствора измеряется для каждой партии сразу после замеса и в начале любого инъектирования и должна быть в пределах от 10 до 32 °С;

- текучесть каждого замеса – проверяется методом конуса Мора; дополнительные проверки текучести производятся в соответствии с требованиями процедуры по цементации пучков; время вытекания раствора из конуса должно быть в пределах (при приготовлении) от 11 до 30 с;

- выделение цементного молока и изменение объема не проверяются ежедневно, один тест должен проводиться каждый месяц;

- прочность на сжатие – комплект из 6 кубиков должен испытываться в каждый день производства работ; по 3 кубика испытываются на 7-й и 28-й день.



Карта входного и операционного контроля

Операция, этап, процесс	Контролируемая характеристика	Способ и средство контроля	Место проведения контроля	Ответственное лицо	Норма контроля	Форма регистрации результатов
Входной контроль материалов	Наличие паспортов, сертификатов качества, свидетельств об изготовлении	Визуальный	Склад, стройплощадка	Инженер	Наличие всех документов	Журнал входного контроля
	Длина пучка	Визуальный, измерительный	Участок монтажа			
	Положение в плане и по высоте	Визуальный, измерительный				
Монтаж каналообразователей, протягивание прядей	Количество прядей в пучке	Визуальный		Инженер	Проект	Журнал работ
Натяжение прядей	Давление в домкрате	Измерительный	Участок монтажа	Инженер	Проект	Протокол натяжения (прил. Б)
	Удлинение прядей	Измерительный	Участок монтажа			
Пневмоиспытания каналообразователей	Герметичность	Визуальный, измерительный	Участок монтажа	Инженер	п.4.3.5 ТК	Журнал работ
	Приемные испытания	Визуальный, измерительный	Участок монтажа			
Инъецирование	Объем инъецированного раствора	Визуальный, измерительный	Участок монтажа	Инженер	Проект	Протокол производства цементного раствора
	Испытания контрольных образцов	Лабораторный	Строительная лаборатория			

Учебное издание

**ЛЕОНОВИЧ** Сергей Николаевич  
**ЧЕРНОИВАН** Владимир Николаевич  
**ПОЛЕЙКО** Николай Леонидович и др.

## **ТЕХНОЛОГИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Учебно-методическое пособие  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

В 2 частях

Часть 2

Редактор *Т. Н. Микулик*  
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 24.01.2018. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 16,85. Уч.-изд. л. 13,18. Тираж 100. Заказ 953.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.