

# РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



2553-202

# РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Под редакцией д-ра техн. наук,  
проф. А. Л. Шагина

Допущено Государственным комитетом СССР  
по народному образованию в качестве  
учебного пособия для студентов строительных  
специальностей высших учебных заведений



МОСКВА «ВЫСШАЯ ШКОЛА» 1991

ББК 38.7—09  
Р36  
УДК 69.059.7

**Рецензенты:**

кафедры: строительного производства; строительных материа-  
лов и изделий; строительных конструкций (ВЗПИ);  
заслуж. деятель науки и техники РСФСР, д-р техн. наук, проф.  
Р. О. Бакиров (ВЗИСИ)

**Реконструкция зданий и сооружений/А. Л. Ша-**  
Р36 **гин, Ю. В. Бондаренко, Д. Ф. Гончаренко, В. Б.**  
**Гончаров; Под ред. А. Л. Шагина: Учеб. пособие**  
**для строит. спец. вузов. — М.: Высш. шк., 1991. —**  
**352 с.: ил.**

ISBN 5-06-000771-5

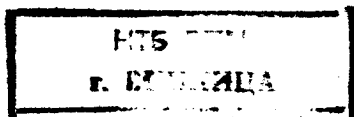
В пособии комплексно изложены вопросы проектирования и ре-  
конструкции зданий и сооружений. Рассмотрены методы и средства  
обследования конструкций, оценки их состояния и экономической це-  
лесообразности проведения реконструкции. Даны рекомендации по  
проектированию усиления конструкций и переустройству зданий. Уде-  
лено внимание примерам реконструкции объектов различного назна-  
чения, вопросам технологии, организации и управления строительно-  
монтажными работами при реконструкции.

Р 3308000000(4309000000)—275 222—91  
001(01)—91

ББК 38.7—09

ISBN 5-06-000771-5

© Колл. авторов, 1991



## ПРЕДИСЛОВИЕ

Реконструкция стала одним из магистральных направлений в области капитального строительства. Ее объемы неуклонно возрастают. По своей специфике проектирование и проведение работ по реконструкции существенно отличаются от процесса создания новых зданий и сооружений, что обуславливает необходимость соответствующей подготовки инженерных кадров.

Курс «Реконструкция зданий и сооружений» носит комплексный характер и базируется на таких профилирующих дисциплинах, как «Архитектура зданий и градостроительство», «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические конструкции», «Деревянные конструкции», «Основания и фундаменты», «Технология строительного производства», «Организация и планирование строительного производства», «Экономика строительства».

Задачей настоящего пособия и курса в целом является изложение основ реконструкции с целью овладения студентами знаниями и навыками в области проектирования и непосредственного проведения работ по реконструкции жилых, гражданских, промышленных зданий и сооружений с применением современных материалов, конструкций, технологий, машин и механизмов.

Построение курса и разбивка на четыре основных раздела соответствуют последовательности и этапам проведения самой реконструкции: 1) обоснование необходимости реконструкции; 2) обследование, оценка технического состояния и получение данных для проектирования; 3) конструктивные решения и проектирование реконструкции объектов; 4) технология, организация и управление, экономика реконструкции.

В пособии не рассмотрены вопросы реконструкции инженерных сетей и коммуникаций.

В процессе реконструкции и технического перевооружения предприятий возможно строительство новых производственных, складских и других вспомогательных помещений. По своему характеру оно мало чем отлича-

ется от обычного строительства и поэтому в настоящем пособии также не рассматривается.

Предисловие, введение, § 9.1, 9.2, 9.4 и гл. 12, заключение написаны д-ром техн. наук, проф. А. Л. Шагиным; разделы I и IV, § 13.3...13.5 — канд. техн. наук, доц. Д. Ф. Гончаренко; раздел II, § 13.1, 13.2 и приложения — д-ром техн. наук, проф. А. Л. Шагиным и канд. техн. наук, доц. Ю. В. Бондаренко; раздел III — д-ром техн. наук, проф. А. Л. Шагиным и канд. техн. наук, доц. В. Б. Гончаровым.

Авторы выражают благодарность сотрудникам Харьковского ПромстройНИИпроекта, любезно предоставившим материалы по проектированию реконструкции, и рецензентам учебного пособия: проф. кафедры «Железобетонные конструкции» ВЗИСИ, засл. деятелю науки и техники РСФСР, д-ру техн. наук, проф. Р. О. Бакирову, проф. Л. Г. Дикману, зав. кафедрой строительных материалов и изделий ВЗПИ, канд. техн. наук, доц. Л. Н. Попову и доц. кафедры строительных конструкций ВЗПИ канд. техн. наук А. Б. Патрикееву за ценные замечания и рекомендации, способствующие улучшению книги.

*Авторы*

## ВВЕДЕНИЕ

Реконструкция зданий и сооружений — это их переустройство с целью частичного или полного изменения функционального назначения, установки нового эффективного оборудования, улучшения застройки территорий, приведения в соответствие с современными возросшими нормативными требованиями.

Она является частью общей реконструкции производственных предприятий или городского района, жилого массива, комплекса социально-бытовых, культурных учреждений.

Реконструкция зданий и сооружений осуществляется и при проведении технического перевооружения предприятий, однако в этом случае расходы на строительномонтажные работы не должны превышать 10 % общих капиталовложений.

Переустройство включает перепланировку и увеличение высоты помещений, усиление, частичную разборку и замену конструкций, а также надстройку, пристройку и улучшение фасадов зданий.

Значительный рост объемов капитальных вложений в реконструкцию вызван инвестиционной и социальной политикой, которая начала проводиться у нас в стране с 1985 г. и закреплена соответствующими правительственными постановлениями. Это в первую очередь относится к реконструкции и техническому перевооружению промышленных предприятий, направленных на интенсификацию производства, освоение выпуска новых видов продукции.

При реконструкции и техническом перевооружении капитальные вложения существенно меньше, а окупаемость в 2...2,5 раза быстрее, чем при новом строительстве.

Если доля капитальных вложений в реконструкцию производственных предприятий в ближайшие годы будет доведена до 50 % объема вложений в промышленное строительство, то в жилищном и гражданском строительстве реконструкция пока составляет лишь незначительную часть.

Решение задачи обеспечения каждой семьи отдельной квартирой в условиях острого дефицита территорий и вполне приемлемого физического состояния существующего жилого фонда коммунального заселения, не соответствующего социальным, демографическим запросам и нормативам комфортности, потребует значительного роста объемов его реконструкции. В первую очередь это относится к надстройке малоэтажных и особенно пятиэтажных зданий постройки 1950...1960 гг., которых у нас в стране значительное количество. Существенно возросли объемы реконструкции многоэтажных жилых домов дореволюционной и довоенной застройки. Здесь основными задачами являются создание квартир посемейного заселения, повышение уровня благоустройства, установка современного инженерного оборудования и др.

Немаловажную роль реконструкция будет играть и в улучшении архитектурного облика наших городов, придания им индивидуальности.

Реконструкция должна носить комплексный характер, учитывать длительную перспективу развития города, района, предприятия. Некомплексность подхода, удовлетворение только интересам сегодняшнего дня, отсутствие перспективного плана могут привести через определенное время к невозможности осуществления последующей реконструкции без сноса сложившейся после проведения реконструкции застройки.

Как правило, реконструкция жилых, гражданских и производственных зданий проводится в условиях повышенной стесненности, что не позволяет использовать оптимальные комплекты строительных механизмов и машин, организовывать места складирования для создания нормативных запасов материалов и изделий. Сама доставка конструкций (особенно крупногабаритных) может быть чрезвычайно затруднена сложившимися габаритами проездов.

Серьезные трудности часто возникают при определении места рациональной установки грузоподъемных механизмов в монтажной зоне, а в некоторых случаях при разборке и монтаже конструкций вообще не представляется возможным воспользоваться кранами и необходим переход на менее индустриальные конструктивные решения. Для указанных ситуаций разработан и успешно реализуется целый ряд предложений, основанных на использовании конструкций как из традиционных строи-

тельных, так и из новых легких высокопрочных материалов.

Реконструкция связана с восстановлением эксплуатационных показателей и усилением несущих элементов зданий и сооружений. Эти работы требуют индивидуальных подходов, отличных от подходов к конструктивным решениям при новом строительстве.

Серьезные трудности возникают в процессе реконструкции производственных зданий в связи с необходимостью обеспечения минимума остановки работы предприятий. Потери вследствие уменьшения выпуска продукции сопоставимы, а в некоторых случаях существенно превышают объемы капитальных вложений на строительно-монтажные работы по реконструкции или техническому перевооружению. Поэтому необходимо применение специальных методов усиления, разборки, монтажа конструкций, исключаяющих полностью или сводящих к минимуму остановку работы предприятий.

Работы по реконструкции зданий и сооружений отличаются повышенной по сравнению с новым строительством трудоемкостью на 25...30 %, а по отдельным переделам на 50...100 %. Таким образом, возникает необходимость корректировки нормирования труда.

С другой стороны, общие затраты времени на реконструкцию в 1,5...2 раза меньше, чем на новое строительство. Это способствует быстрейшему вводу производственных мощностей, жилых и общественных зданий — ускорению решения экономических, социально-бытовых и градостроительных задач.

Научно-исследовательскими институтами и вузами, проектными строительно-монтажными и ремонтно-строительными организациями страны накоплен значительный опыт в осуществлении реконструкции зданий и сооружений. В последние годы выпущено большое количество инструктивных и рекомендательных документов, монографий, подготовлена к изданию соответствующая глава СНиПа.

Изложение основных положений указанных выше материалов, накопленного проектными и строительно-монтажными организациями опыта работы по реконструкции зданий и сооружений и составляет содержание настоящего пособия.



РАЗДЕЛ I

**СОЦИАЛЬНО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ,  
ГРАДОСТРОИТЕЛЬНЫЕ И АРХИТЕКТУРНЫЕ  
ОСНОВЫ РЕКОНСТРУКЦИИ**

ГЛАВА I

**РЕКОНСТРУКЦИЯ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ**

**1.1. Роль реконструкции зданий в решении  
социальных, градостроительных и архитектурных  
задач**

Жилищный фонд городов и поселков городского типа в нашей стране увеличился и достиг к настоящему времени около 4 млрд. м<sup>2</sup> общей площади. Городской жилищный фонд страны характеризуется исключительным разнообразием застройки, типов зданий, квартир, появившихся в различные периоды градостроительной деятельности. В настоящее время имеется 45,6 млн. квартир и индивидуальных домов и примерно 7 млн. мест в специализированном жилище.

Среди различных групп городов распределение жилищного фонда, %, таково:

Крупные и крупнейшие (свыше 500 тыс. жителей) . . . . .	35
Большие (свыше 100 тыс. жителей) . . . . .	27
Средние (свыше 50 тыс. жителей) . . . . .	10
Малые . . . . .	28

По периодам возведения общественный жилой фонд, %, делится следующим образом:

Дореволюционной постройки . . . . .	5
Строительства 1917...1960 гг. . . . .	27
Строительства 1961 г. и по настоящее время . . . . .	68

При этом в жилищном фонде, возведенном в период с 1961 г., приходится примерно 22 % на дома, построенные по типовым проектам второго поколения, и 15 % — по проектам третьего поколения.

Более 90 % общественного жилищного фонда приходится на капитальные здания со сроком службы 100... 150 лет с фактическим физическим износом в основном до 30 %. Наибольший удельный вес среди них приходится на крупнопанельные дома — 35 %.

Жилищный фонд послереволюционного периода строительства имеет более однородную структуру. Различия имеются в уровне комфорта квартир, обусловленного социальными задачами, экономическими и техническими возможностями государства на разных этапах развития жилищного строительства.

**Цель реконструкции** жилого фонда заключается в его переустройстве для улучшения планировочного решения, повышения степени благоустройства инженерного оборудования зданий, создания квартир для посемейного заселения, отвечающих современным социологическим и демографическим требованиям.

При реконструкции жилой застройки всесторонне учитываются социальные и градостроительные ее задачи, а также экономическая и техническая эффективность ее осуществления.

**Социальные задачи** реконструкции заключаются в коренном обновлении застройки и планировочной структуры жилого фонда. Эти задачи предусматривают улучшение и постепенное выравнивание условий жизни населения в старых и новых городских районах, которые должны удовлетворять современным и перспективным требованиям.

**Градостроительные задачи** реконструкции заключаются в улучшении планировочной структуры города, оздоровлении городской среды, повышении архитектурно-пространственных качеств застройки, совершенствовании сети магистралей улиц, площадей, транспортных и пешеходных связей, а также в упорядочении систем инженерного оборудования и коммунального хозяйства.

В настоящее время широко проводится реконструкция жилого фонда городов страны. В первую очередь намечается закончить реконструкцию зданий, построенных до 1917 г., и начать массовую реконструкцию жилых домов, построенных в 30-е и послевоенные годы. Одновременно с реконструкцией указанного жилищного фонда будет осуществляться модернизация тех зданий, повышение жилищного стандарта в которых можно достичь без изменения их объема. Модернизация коснется в конце сто-

летия и жилищного фонда, построенного после 1961 г., однако в основном отдельных жилых домов, возведенных по типовым проектам некоторых серий первого поколения.

Характерными и самыми массовыми объектами реконструкции являются жилые здания, прослужившие от 50 до 100 лет и более, которые составляют значительную часть жилого фонда крупных городов страны. Многие из них представляют собой капитальные многоэтажные строения, пригодные по техническому состоянию к дальнейшей продолжительной эксплуатации. Чрезвычайно существенны в градостроительном отношении их эстетические и архитектурные качества. Индивидуальный облик старых жилых зданий играет большую, а иногда и главную роль в формировании своеобразия старых городских районов, особенно центральных частей городов. Вместе с тем старые жилые здания в большинстве своем имеют значительный физический и моральный износ. Их реконструкция представляет собой важную архитектурную, градостроительную и сложную техническую задачу.

Практика реконструкции общественных зданий пока менее обширна, а главное, менее единообразна. Последнее обстоятельство обусловлено двумя причинами: во-первых, большой номенклатурой весьма различных друг от друга общественных зданий различного профиля и разных масштабов, а во-вторых, разнообразием функционального назначения зданий. Среди реконструируемых общественных зданий имеются специально построенные для этой цели, а есть приспособленные.

Основной объем работ по реконструкции общественных зданий приходится на старые районы города. Большинство из находящихся здесь зданий построено уже давно и подверглось физическому и моральному износу.

Несоответствие функций учреждений зданиям, в которых они вынуждены располагаться, постоянно возрастает. Особенно резким оно стало в наши дни, когда высокий уровень технической оснащенности стал необходим для всех форм деятельности. По этой же причине не удовлетворяют современным требованиям даже те старые здания, которые используются по своему первоначальному назначению: больницы, учебные заведения и т. д. Изменились не только требования к их планировке и уровню инженерного благоустройства, совершенно по-иному оцениваются в настоящее время максимальные и минималь-

ные размеры этих учреждений, принципы их размещения и др.

Изложенное относится не только к постройкам дореволюционного периода, но и ко многим из тех, которые были возведены в первый послереволюционный период. Таким образом, подавляющее большинство общественных зданий, расположенных в старых районах, должно подвергнуться реконструкции.

## **1.2. Срок службы зданий и их фактический износ**

*Под сроком службы конструкций* понимается календарное время, в течение которого под воздействием различных факторов они приходят в состояние, когда дальнейшая эксплуатация становится невозможной, а восстановление — экономически нецелесообразным. В срок службы включается время, затраченное на ремонт. Срок службы здания определяется сроком службы несменяемых конструкций: фундаментов, стен, каркасов.

Нормативный срок службы устанавливается СНиПом и является усредненным показателем, который зависит от капитальности зданий.

Жилые здания по материалу стен и перекрытий делят на шесть групп (табл. 1.1).

Общественные здания по капитальности и используемому материалу стен и перекрытий делят на девять групп (табл. 1.2).

Здания и сооружения независимо от их класса и капитальности в процессе эксплуатации подвергаются материальному и моральному износу.

*Под материальным, или физическим, износом* здания и его конструктивных элементов подразумевается постепенная утрата первоначальных технических свойств под воздействием естественных факторов.

Степень материального износа здания и отдельных его частей зависит от физических свойств материалов, использованных при его строительстве, от характера и геометрических размеров конструкций, особенностей расположения здания на местности, условий эксплуатации и других факторов.

*Под моральным износом* здания понимается его несоответствие функциональному или технологическому назначению, возникающее под влиянием технического

Т а б л и ц а 1.1. Классификация зданий в зависимости от материала стен и покрытий

Группа зданий	Тип зданий	Фундаменты	Стены	Перекрытия	Срок службы, лет
I	Особо капитальные	Каменные и бетонные	Кирпичные, крупноблочные и крупнопанельные	Железобетонные	150
II	Обыкновенные	То же	Кирпичные и крупноблочные	Железобетонные или смешанные	120
III	Каменные облегченные	»	Облегченные из кирпича, шлакоблоков и ракушечника	Деревянные или железобетонные	120
IV	Деревянные, смешанные сырцовые	Ленточные бутовые	Деревянные смешанные	Деревянные	50
V	Сборно-щитовые, каркасные, глинобитные, саманные и фахверковые	На деревянных «столбах» или бутовых столбах	Каркасные глинобитные	»	30
VI	Каркасно-камышитовые	—	—	—	15

прогресса. Такой износ в большинстве случаев наступает раньше, чем материальный. Например, в жилых районах старой застройки имеется много домов, которые по состоянию основных конструкций могут существовать еще длительное время, но из-за морального износа нуждаются в переустройстве.

К признакам морального износа жилых зданий относятся: несоответствие планировки квартир современным требованиям и нормам (в одной квартире проживает несколько семей, имеются проходные и темные комнаты, санитарные узлы не благоустроены); несоответствие инженерного оборудования дома современным требованиям и нормам; переуплотненность застройки жилых кварта-

Таблица 12. Классификация общественных зданий в зависимости от материала стен и перекрытий

Группа зданий	Конструкции зданий	Срок службы, лет
I	Здания особо капитальные с железобетонным или металлическим каркасом, с заполнением каменными материалами	175
II	Здания капитальные со стенами из штучных камней или крупноблочные; колонны или столбы железобетонные либо кирпичные; перекрытия железобетонные или каменные, своды по металлическим балкам	150
III	Здания со стенами из штучных камней или крупноблочные, колонны и столбы железобетонные или кирпичные, перекрытия деревянные	125
IV	Здания со стенами из облегченной каменной кладки; колонны и столбы железобетонные или кирпичные; перекрытия деревянные	100
V	Здания со стенами из облегченной каменной кладки; колонны и столбы кирпичные или деревянные; перекрытия деревянные	80
VI	Здания деревянные с бревенчатыми или брусчатыми рублеными стенами	50
VII	Здания деревянные, каркасные и щитовые	25
VIII	Здания камышитовые и прочие облегченные (деревянные, телефонные кабины и т. п.)	15
IX	Палатки, павильоны, ларьки и другие облегченные здания торговых организаций	10

лов; недостаточное благоустройство и озеленение жилых кварталов.

Опыт показывает, что в нормальных эксплуатационных условиях большинство конструкций за нормативный срок службы не исчерпывают своих физико-механических качеств.

О значимости фактора морального износа свидетельствует положение, сложившееся с полносборными зданиями первого поколения. Основные их конструктивные элементы сохранили достаточно высокий запас прочности, однако планировочные и комфортные характеристики не соответствуют современным требованиям жилищного стандарта.

*Экономический срок службы* — это примерный срок, по истечении которого требуется либо полная реконструкция здания, либо замена конструкций. Экономический

срок службы рассматривают в расчете норм амортизации и эффективности расходования средств на ремонт. Исходя из сроков службы основных конструкций, рассчитывают нормы амортизации на здания, в то время как стоимость конструкций с меньшими сроками службы составляет более 50 % сметной стоимости дома.

Разнообразие архитектурно-планировочных, конструктивных решений и эксплуатационных показателей полносборных зданий серий первого поколения предопределяет необходимость дифференцированного подхода к вопросу их дальнейшего использования. Конструктивные решения примерно 25 % пятиэтажных зданий и современный технический уровень ремонтно-строительного производства не позволяют выполнить экономически эффективную реконструкцию или модернизацию. Для этой группы зданий целесообразно после проведения капитального ремонта осуществить мероприятия по частичному расселению и компенсации недостаточного комфорта повышенной нормой жилой площади.

Значительно больше пятиэтажных зданий, технические особенности которых позволяют провести реконструкцию (изменение объемно-планировочных характеристик, пристройку и т. п.) или модернизацию (перепланировку квартир) с целью совершенствования структуры квартирного фонда, функционального зонирования помещений, коренного улучшения качества квартир на первом и последнем этажах, оборудования зданий лифтами и т. д.

### **1.3. Предварительная оценка возможности и целесообразности реконструкции жилых зданий**

Особенностью настоящего этапа реконструкции центров крупных городов является требование максимального сохранения сложившейся застройки, пригодной к дальнейшей эксплуатации. Причиной более бережного, чем два десятилетия назад, отношения к старой застройке является ее доля в жилищном фонде городов. Чрезмерный снос при реконструкции зданий, пригодных к проживанию, тормозит прирост жилой площади в городах и поэтому он должен быть уменьшен.

Реконструкция жилой застройки должна решаться комплексно с учетом генерального плана развития горо-

да. Проектирование комплексной реконструкции жилых кварталов ведется в три этапа: 1) обследование сложившейся застройки и ее анализ; 2) прогнозирование содержания реконструктивных мероприятий на основе результатов обследования существующей застройки, генерального плана застройки города и перспективных разработок на более отдаленные периоды; 3) разработка проектов реконструкции жилых кварталов на срок реализации генерального плана (I этап) и за его пределами — до полного завершения комплексной реконструкции (II этап).

Как правило, реконструкционные работы считаются рентабельными, если затраты на их проведение не превышают 70 % стоимости нового здания, но это не относится к случаю, когда речь идет о модернизации и восстановлении зданий, являющихся историческими или архитектурными памятниками.

Как показывают расчеты, в структуре единовременных затрат, связанных с реконструкцией общесоюзных серий, удельный вес реконструкции составляет 50..60 %. Остальные затраты связаны с устранением морального износа и решением главной задачи — улучшением условий проживания. При этом реконструкция более эффективна, так как она дает возможность не только улучшить качество квартир, но и повысить плотность застройки, что весьма важно в условиях дефицита свободных городских территорий.

На эффективность реконструктивных мероприятий решающее влияние оказывают временные границы их осуществления. Проведенные исследования позволяют сделать вывод, что реконструкцию полносборных зданий целесообразно проводить в период 30..60 лет с начала эксплуатации. За пределами указанного срока эффективность реконструкции существенно снижается, поскольку потребуется значительно больший объем ресурсов по устранению физического и морального износа.

Реконструкция сложившейся застройки как вид градостроительной деятельности существенно отличается от нового строительства. Ее нормы и правила выделены в главе II СНиП 60—75 в отдельный раздел.

Центральные районы крупных городов СССР отличаются огромным многообразием сложившейся застройки — от многоэтажных капитальных массивов Москвы, Ленинграда и других городов до одноэтажной из местных ма-



териалов традиционной застройки исторических городов Средней Азии.

Важной частью технологии проектирования реконструкции жилых зданий является изучение существующего жилищного фонда, систематизация его архитектурных, конструктивных градостроительных особенностей, разработка рациональных решений по реконструкции, накопление, аналогов, разработка методических материалов, пособий типовых решений и проектов.

Такое исследование должно выполняться для каждого города, области, республики, региона в целом. Оно позволяет разделить фонд на группы по различным технико-экономико-технологическим характеристикам и является исходным материалом для проектирования комплексного обновления и реконструкции городов и районов. На стадии проектирования реконструкции зданий и микрорайонов эти данные уточняются и конкретизируются. Для каждого уровня проектирования должен быть конкретный исходный материал: для города (района) — комплексная схема капитального ремонта (переустройства) жилищного фонда, для микрорайона или отдельного здания — проектное предложение (принципиальное решение) по реконструкции.

## ГЛАВА 2

### РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

#### 2.1. Цели и задачи реконструкции и технического перевооружения промышленных предприятий

Увеличение объемов производства продукции для удовлетворения растущих общественных потребностей может быть достигнуто только на основе интенсификации, т. е. внесения таких качественных изменений в материально-технический базис производства, которые позволят полнее использовать производственные мощности, все виды сырья и топлива, облегчить труд работников, сделать его более привлекательным и производительным. В этом конечная задача технического перевооружения и реконструкции производства.

Нельзя не учитывать еще один фактор — переход производства на изготовление новых видов продукции.

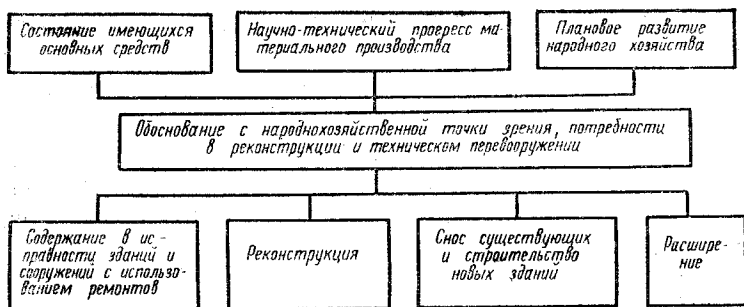


Рис. 2.1. Схема факторов, вызывающих потребность в реконструкции и техническом перевооружении

Схема факторов, вызывающих потребность в реконструкции и техническом перевооружении, дана на рис. 2.1.

В основе реконструкции должна лежать замена старой техники новой, более совершенной, модернизация оборудования, комплексная механизация и автоматизация производства, совершенствование технологических процессов, улучшение организации производства и в особенности развитие специализации и кооперирования, применение более эффективных видов сырья, повышение качества выпускаемой продукции, совершенствование организации труда и др.

С целью упорядочения планирования, проектирования, финансирования, учета и организации строительного производства в условиях технического перевооружения и реконструкции установлены такие понятия, как расширение, реконструкция и техническое перевооружение предприятий.

**Расширение действующих предприятий** — это строительство дополнительных и новых производств, расширение существующих цехов и объектов основного, подсобного и обслуживающего назначения на территории или примыкающих к ней площадках с целью создания дополнительных или новых производственных площадей, а также строительство филиалов и производств, входящих в состав этих предприятий, которые после ввода в эксплуатацию не будут находиться на самостоятельном балансе.

Если в процессе проектной проработки выявились не-

обходимость и экономическая целесообразность одновременно с расширением предприятия осуществлять реконструкцию действующих цехов и объектов основного, подсобного и обслуживающего назначения, то соответствующие работы и затраты включают в состав проекта расширения предприятий, но не выделяют в сводном расчете отдельной строкой. При этом суммарные затраты по такому проекту в плановых и отчетных показателях относятся к расширению действующих предприятий.

**Реконструкция действующих предприятий** — это переустройство существующих цехов и объектов основного, подсобного и обслуживающего назначения, как правило, без расширения имеющихся зданий и сооружений основного назначения, связанное с совершенствованием и повышением технико-экономического уровня на основе достижений научно-технического прогресса и осуществляемое по комплексному проекту на реконструкцию предприятия в целях увеличения производственных мощностей, улучшения качества и изменения номенклатуры продукции, в основном без увеличения численности работающих при одновременном улучшении условий их труда и охраны окружающей среды.

При реконструкции действующих предприятий могут осуществляться расширение отдельных зданий и сооружений основного, подсобного и обслуживающего назначения в случаях, когда новое высокопроизводительное и более совершенное по техническим показателям оборудование не может быть размещено в существующих зданиях; строительство новых и расширение существующих цехов и объектов подсобного и обслуживающего назначения в целях ликвидации диспропорций; строительство новых зданий и сооружений взамен ликвидируемых на территории действующих предприятий, дальнейшая эксплуатация которых по техническим и экономическим условиям нецелесообразна.

**Техническое перевооружение действующих предприятий** — это комплекс мероприятий по повышению технико-экономического уровня отдельных производств, цехов и участков на основе внедрения передовой техники и технологии, механизации и автоматизации, модернизации и замены устаревшего и физически изношенного оборудования новым более производительным, а также по совершенствованию общезаводского хозяйства и вспомогательных служб.

Цель технического перевооружения действующих предприятий — всемерная интенсификация производства, увеличение производственных мощностей выпуска продукции и улучшение ее качества при обеспечении роста производительности труда и сокращения рабочих мест, снижения материалоемкости и себестоимости продукции, экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов, улучшения других технико-экономических показателей предприятия. Доля строительно-монтажных работ не должна превышать 10 % капитальных вложений, предусмотренных на техническое перевооружение.

Проведенное Стройбанком СССР обследование 3,5 тыс. строительных объектов показало, что реконструкция и техническое перевооружение обходятся дешевле и сроки ввода мощностей значительно сокращаются. На новостройках капиталоемкость на 1 руб. продукции составила 1,21 руб., на расширяемых предприятиях — 1,08, на реконструируемых — 0,98, а при техническом перевооружении — 0,83 руб. Срок окупаемости при новом строительстве в среднем составляет 4,8 года, при реконструкции — около 4 лет, при техническом перевооружении — 3,5 года. Общие затраты при реконструкции на единицу производственной мощности в среднем примерно на 30 % ниже, чем при новом строительстве. Таким образом, при реконструкции значительно увеличивается выпуск и улучшается качество продукции практически на прежних площадях при стабильных трудовых коллективах. Вновь строящиеся предприятия требуют привлечения новых рабочих, обеспечения их объектами жилищного и культурно-бытового назначения и соответственно выделения дополнительных капитальных вложений. При реконструкции и техническом перевооружении эти трудности отпадают, что обеспечивает социально-экономические преимущества по сравнению с новым строительством.

При разработке сводного плана технического перевооружения и реконструкции должны предусматриваться соответствующие задания по улучшению использования и прироста производственных мощностей, увеличению выпуска продукции, росту производительности труда, снижению себестоимости и материалоемкости продукции, а также необходимые для этого капитальные вложения на строительно-монтажные, проектно-изыскательские и подрядные работы.

## 2.2. Долговечность и износ производственных зданий

Целесообразность дальнейшего использования зданий с сохранением или изменением функций, реконструкции или сноса, как и у жилых зданий, определяется степенью их износа.

В период эксплуатации здания и сооружения промышленных предприятий подвергаются многочисленным природным и технологическим воздействиям, учитываемым в проекте при выборе материалов, конструкций и т. п. Однако на практике сочетание характеристик строительных материалов и конструкций может отличаться от установленных ГОСТом и вследствие суммарного воздействия многочисленных факторов может происходить ускоренный износ зданий и сооружений. В первую очередь это относится к зданиям гальванических цехов, очистных сооружений и др.

Развитие промышленности идет по линии более высоких скоростей технологических потоков, давлений, температур, образования агрессивных сред, т. е. по линии возникновения условий, когда на сооружение воздействуют более агрессивные среды и механические нагрузки, чем прежде, что, естественно, приводит к более быстрому их разрушению.

Возможные повреждения и физический износ конструкций промышленных зданий и сооружений может быть классифицирован по следующим основным признакам: причинам, их вызывающим; механизму коррозионного процесса разрушения конструкций; значимости последствий разрушения и трудоемкости восстановления зданий.

Моральный износ, т. е. потеря экономической эффективности, производственных зданий проявляется в двух формах.

*Первая* — обусловлена уменьшением во времени их первоначальной стоимости. Она вызвана снижением величины общественно необходимого труда на строительство аналогичных объектов в тех же условиях в более поздние периоды. На целесообразность сохранения здания и его функции она влияет только при учете его остаточной стоимости, определяемой как разность между восстановительной стоимостью и суммой начисленной амортизации на его восстановление.

*Вторая* форма морального износа имеет место при худшем соответствии параметров существующих зданий требованиям реорганизации производства по сравнению с более прогрессивными решениями объектов аналогичного назначения (здание-эталон). Не оптимальными могут быть размеры сетки колонн, конфигурация в плане, высота этажей, несущая способность конструкций, мощность вентиляции, кондиционирования и т. д.

Архитектурно-планировочные структуры можно сгруппировать по трем основным периодам строительства: I группа — предприятия, построенные до 1945 гг., II группа включает предприятия, построенные в период 1946... 1960 гг., и к III группе могут быть отнесены более современные предприятия, построенные уже после 1960 г.

Архитектурно-планировочные структуры предприятий II периода строительства характеризуются регулярностью планировочных решений и достаточно высокой степенью блокирования корпусов основного производства. На предприятиях машиностроения используются в застройке в основном крупные одноэтажные здания с верхним естественным освещением.

Планировка предприятий III периода строительства регулярная, с характерной высокой степенью блокирования объектов, в результате чего основные здания отличаются большими размерами и объемом. Например, для крупных предприятий машиностроения характерны преимущественно одноэтажные здания с фонарями верхнего света. В целом строительные решения предприятий позволяют организовать прогрессивные технологические процессы.

На большинстве старых предприятий (I период строительства) планировка не способствует рациональной пространственной организации производства и созданию комфортных условий труда. В первую очередь это объясняется тем, что в процессе развития предприятия его застройка велась хаотично, мелкие здания подсобных служб и складов чередовались с производственными корпусами, иногда окружая их с нескольких сторон, транспортные входы пересекались людскими потоками и др. Поэтому одной из важнейших задач при реконструкции становится упорядочение застройки на основе функционального зонирования территории, благодаря которому создаются оптимальные условия для обновления производственного процесса.

### 2.3. Особенности реконструкции производственных зданий

При реконструкции производственных зданий решаются следующие основные задачи:

приведение объемно-планировочной структуры здания в соответствие с потребностями модернизируемого или вновь размещаемого производства, а в случае изменения функционального назначения здания с требованиями вновь располагаемых цехов или служб;

повышение эксплуатационных качеств существующих несущих и ограждающих конструкций в соответствии с новыми требованиями производства;

изменение основных строительных параметров здания (конфигурации, плана, высот помещений, сетки колонн), связанное с развитием производства, а также с условиями проведения реконструктивных строительных работ, в том числе без остановки технологического процесса;

модернизация инженерных систем для обеспечения потребностей модернизируемого производства и создания требуемых нормами условий труда работающих;

совершенствование архитектурно-художественных качеств здания и его интерьеров с учетом современных требований к общей композиции предприятия и промышленной эстетики.

Процесс технического перевооружения и реконструкции производств в большинстве случаев сопровождается заменой технологического оборудования, изменением соотношения различных участков и отделений и связанной с этим большей или меньшей перепланировкой помещений. Необходимость частичной или полной перепланировки может определяться изменением санитарных или пожарных характеристик реконструируемых или вновь размещаемых производств. Повышение культуры производства также требует существенной реорганизации внутреннего пространства. Во всех случаях она должна проводиться с учетом необходимости создания ясного композиционного решения интерьера, четкого зонирования площадей цехов на зоны производственных и вспомогательных помещений.

Основными факторами, оказывающими влияние на формирование архитектурных решений при реконструкции предприятий, являются:

широкое внедрение новых технологических процессов и оборудования, повышающих производительность труда и требующих поддержания постоянных микроклиматических условий в цехах;

повышение требований к инженерному обеспечению производств и связанное с этим увеличение годовых расходов электрической и тепловой энергии, а также воды;

комплексная механизация и автоматизация производственных процессов, создание систем автоматизированного управления производством, вызывающих существенные изменения в планировочной структуре зданий и соответственно функциональных зон;

переход к новым формам территориальной организации производства, вызывающий необходимость изменения сложившейся структуры предприятий.

Характер работ в условиях действующего производства вызывает существенное отличие реконструкции от нового строительства в области проектных решений зданий и технологических процессов их возведения, что сопряжено с рядом факторов, не свойственных возведению новых объектов.

Условия производства работ значительно усложняются из-за повышенной стесненности и необходимости совмещения строительно-монтажных работ с основной деятельностью предприятия. Объемно-планировочные и конструктивные решения реконструируемых зданий ограничивают возможность использования оптимальных комплектов строительных машин и поточной организации строительно-монтажных работ, что приводит к повышенной трудоемкости выполнения работ, непроизводительным затратам рабочего времени, низкой эффективности использования строительных машин и, как следствие, существенным экономическим потерям, которые в ряде случаев не компенсируются действующими поправочными коэффициентами к сметным нормам. Особенно заметно эти негативные последствия проявляются при демонтаже и монтаже строительных конструкций.

При реконструкции появляется необходимость выполнения комплекса работ, не присущих новому строительству — демонтаж конструкций, их усиление: замена отдельных конструктивных элементов, разборка сооружений. Особенностью демонтажных работ и работ по усилению конструкций является то, что им практически все-



гда сопутствует комплекс работ по обеспечению устойчивости сохраняемых частей зданий и усиливаемых конструкций. Эти работы, как правило, выполняются в условиях действующего цеха, что затрудняет их механизацию. При этом основным средством монтажа являются простейшие, монтажные приспособления — лебедки, тали, полиспаеты, домкраты, монтажные балки, что приводит к значительным непроизводительным затратам труда при организации рабочих мест и повышенным затратам труда в процессе производства работ.

К особому виду относятся работы по изменению геометрических параметров цеха без демонтажа существующих конструкций: изменение шага колонн, пролетов, выборочная замена отдельных конструктивных элементов. Ограниченность высотных и плановых габаритов здания в большинстве случаев исключает возможность применения монтажных кранов, а технологически специализированных комплексов машин и приспособлений для выполнения этих видов работ в настоящее время недостаточно.

#### **2.4. Необходимость проведения реконструкции промышленных зданий и сооружений**

При современных темпах развития промышленности как у нас в стране, так и за рубежом изменения видов выпускаемой продукции и оснащенности промышленных предприятий происходят в относительно короткие промежутки времени, при этом здания и сооружения остаются, как правило, неизменяемыми.

Относительные изменения технологий и замена оборудования промышленного производства происходят в машиностроении через 10...15 лет, в химической промышленности — менее 6...8 лет, в электронной — через 5 лет.

Физическая долговечность промышленных зданий и сооружений находится в пределах 50...100 лет.

Принимая во внимание нижние границы долговечности зданий, необходимо отметить, что за время их эксплуатации изменение основной технологии происходит от 3 до 5 раз и более. При каждом изменении технологии и замене оборудования, машин и установок возникает необходимость в обновлении и реконструкции существующих промышленных зданий и сооружений.

Предприятиям до начала реконструкции необходимо

проведение комплекса исследований для нахождения исходных параметров, определяющих концепцию обновления основных фондов (рис. 2.2).

Применение при планировании работ реконструкции промышленных предприятий разработанной схемы даст возможность получить следующие результаты:

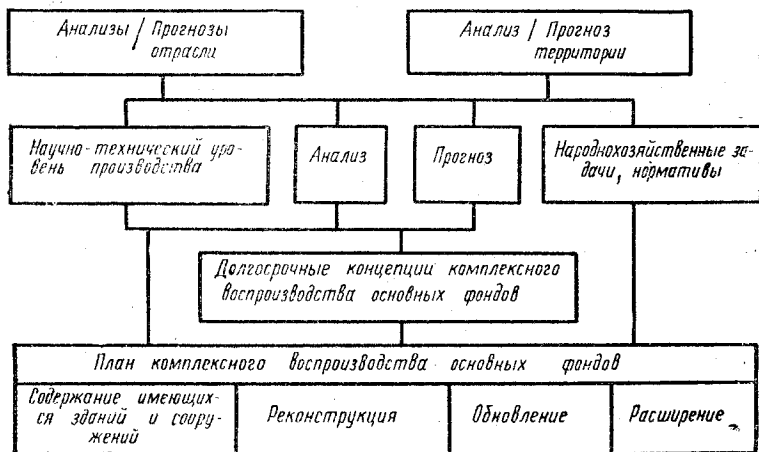


Рис. 2.2. Концепция комплексного обновления основных фондов

информацию о расширении затрат; необходимых для проведения работ, и их влияние на инфраструктуру; полезный эффект при реализации строительных программ благодаря концентрации и непрерывному вводу мощностей предприятий;

сокращение затрат реконструируемых предприятий благодаря разработке оптимальных функционально-технологических решений с одновременным улучшением условий производства и жизненного уровня;

минимальные затраты строительных организаций, ведущих работы по реконструкции, при обширной инженерной подготовке.

## РАЗДЕЛ II

# ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ И ИХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

### ГЛАВА 3

#### ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПО ОБСЛЕДОВАНИЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

##### 3.1. Задачи обследований

Обследование зданий и сооружений является важнейшей частью комплекса работ по оценке их технического состояния. При обследовании должны быть установлены действительная несущая способность и эксплуатационная пригодность строительных конструкций и оснований с целью использования этих данных при разработке проекта реконструкции. Также должен вестись поиск оптимального варианта конструктивно-планировочного решения, способа возможного усиления несущих конструкций с учетом его технологичности, обеспечения минимума затрат трудовых, материальных ресурсов и времени на выполнение работ по реконструкции.

В настоящее время проектирование строительных конструкций из материалов всех видов ведется в соответствии с методом расчета по предельным состояниям. В связи с этим при обследовании железобетонных, каменных, металлических, деревянных конструкций и оснований к ним необходимо предъявлять требования по первой группе предельных состояний (по несущей способности) и по второй группе (по пригодности к нормальной эксплуатации) согласно действующим СНиПам на проектирование конструкций из этих материалов и оснований.

Нормативные и расчетные значения нагрузок и воздействий необходимо назначить согласно фактическим данным и действующим СНиПам по определению нагруз-

зок и воздействий. Тот же подход в основном относится и к установлению нормативных и расчетных характеристик грунтов оснований и значений сопротивлений материалов сохраняемых конструкций.

После выполнения основных этапов обследования производится оценка технического состояния строительных конструкций объекта, которая включает анализ результатов инструментальных испытаний, окончательное определение согласованных с заказчиком нагрузок и воздействий, проведение проверочных расчетов несущих конструкций. В итоге составляется техническое заключение на обследуемые здания или сооружения, в котором в виде выводов дается общая оценка эксплуатационной пригодности рассматриваемых несущих конструкций.

### **3.2. Методы обследований состояния зданий и конструкций**

Обследование строительных конструкций зданий и сооружений выполняют квалифицированные группы инженерно-технических работников, специально подготовленных и оснащенных необходимыми приборами и оборудованием. Такие группы могут иметь проектные и научно-исследовательские институты и конструкторские бюро, службы эксплуатации строительных объектов, научно-исследовательские подразделения и студенческие проектно-конструкторские бюро высших учебных заведений.

В своей работе группы обследования должны руководствоваться всеми действующими нормативными и инструктивными документами по реконструкции и обследованию зданий и сооружений и государственными стандартами на изыскательские работы, проектирование, строительство и эксплуатацию строительных объектов.

При подготовке к обследованию необходимо уделить внимание изучению опыта проектирования и строительства, применявшихся конструктивных решений, строительных материалов за исторический период, охватывающий время строительства и эксплуатации подлежащих реконструкции зданий и сооружений.

Основанием к проведению обследования должно служить задание, в котором указывается цель реконструкции и соответствующие основные требования, предъявляемые к конструкциям, ориентировочные планируемые технологические нагрузки и воздействия, планировочные

решения и общие условия эксплуатации после реконструкции. При этом желательно располагать данными о технических возможностях строительной организации, которую предполагается привлечь к работе по усилению и перестройке зданий и сооружений, имеющихся строительных материалах, механизмах и др.

Для проведения обследования и согласования технических решений к основной группе привлекаются представители предприятия (служб главного архитектора, отдела капитального строительства и др.), а затем в некоторых случаях и представители подрядных и субподрядных организаций.

Обычно работы по обследованию выполняются в два этапа: 1) предварительное или общее обследование; 2) детальное обследование. При этом не исключается проведение обследования в один этап.

В целом обследование конструкций состоит из следующих видов работ: предварительный осмотр конструкций; изучение технической документации; ознакомление с особенностями существующего и будущего технологического процесса и режимов эксплуатации; инженерно-геодезические, инженерно-геологические и инженерно-гидрометеорологические изыскания; детальное натурное обследование, обмеры конструкций и выявление дефектов; отбор и лабораторный анализ образцов (проб) материалов конструкций; определение планируемых нагрузок и воздействий; установление расчетной схемы и выполнение поверочных расчетов.

При необходимости могут быть проведены испытания конструкций в натуральных условиях.

Необходимо отметить, что часть перечисленных видов работ может проводиться как на первом (предварительном) этапе обследования, так и на втором — детальном.

Предварительные или общие обследования начинаются с осмотра сооружений и его конструкций, ознакомления с технической документацией и другими материалами, помогающими составить представление об изучаемом объекте.

На этом этапе прежде всего осмотром должны быть выявлены участки и отдельные конструкции, имеющие аварийное состояние, и приняты меры по их временному усилению.

Изучение проектно-технической документации должно дать ответы на вопросы: *исторического характера*

начало и период строительства, время проведения капитальных и других видов ремонта, перестройки или перепланировки, изменения характера эксплуатации или технологических процессов, даты возможных аварий или серьезных нарушений условий эксплуатации, аварий, связанных с затоплением фундаментов или подъемом грунтовых вод, и др.; *об объемно-планировочном и конструктивном решениях*: ознакомление с рабочими чертежами сооружения (архитектурно-строительными, конструкторскими, внутренних инженерных сетей и наружных коммуникаций, инженерного оборудования), с расчетными нагрузками и воздействиями, с мероприятиями по защите конструкций от действия агрессивных сред, со схемами размещения технологического оборудования; *об инженерно-геологических условиях строительства и эксплуатации*.

Помимо основной проектно-технической документации, разработанной организацией-проектировщиком, должны быть использованы дополнительные материалы: акты передачи в эксплуатацию, акты на скрытые работы, паспорта-сертификаты, журналы производства работ, журналы эксплуатации, документы о проведенных ремонтах, строительных реконструкциях и др.

Часть сведений о строительстве и эксплуатации сооружений можно получить путем опроса рабочих и инженерно-технического персонала обследуемых предприятий.

Предварительным обследованием должны быть выявлены отступления от проектных данных по объемно-планировочным, конструктивным решениям, по виду и характеру нагрузок, включая природно-климатические и и др.

При отсутствии проектно-технической документации или ее некомплектности необходимо выполнить предварительные обмеры конструкций и основные чертежи зданий и сооружений.

В процессе обмерочных работ необходимо фиксировать: деформации конструкций и их превышение над допустимыми; размеры сечений и положение конструкций в пространстве (привязка к координатным осям и отметкам); условия опирания, конструкцию и качество сопряжений и стыков элементов; прочность материалов конструкций (ориентировочно); нарушение сплошности (отверстия, околы, раковины и др.), расслоение, увлажнение и замораживание материалов конструкций; повы-

шенную тепло- и воздухо непроницаемость ограждающих конструкций и другие имеющие место дефекты и повреждения специфического характера.]

Для удобства работ и систематизации материалов натурного обследования рекомендуется сооружения разбивать на зоны в соответствии с характерными признаками по материалу и виду конструкций, а также их функциональному назначению (балки, колонны, плиты покрытия, стены и др.), по распространению эксплуатационных воздействий на строительные конструкции в объеме здания или сооружения.

По результатам предварительных или общих обследований производится ориентировочная оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений и намечается программа детального обследования.

Детальное обследование — одно из звеньев диагностики объектов, проводится с целью сбора окончательных максимально достоверных (обоснованных) сведений для оценки технического состояния строительных конструкций, являющегося основой для выбора конструктивного решения при реконструкции зданий и сооружений.

В результате детальных обследований строительных конструкций рекомендуется получить: данные уточненной проектно-технической документации; обмерочные чертежи, фиксирующие положение строительных конструкций в плане и по высоте с указанием сечений несущих элементов, осадок, перемещений, смещений и других отклонений от проекта или нормативных требований. Далее необходимо выполнить комплекс работ по установлению фактических значений физико-механических характеристик материалов, для чего должны быть максимально использованы неразрушающие и лабораторные методы испытаний. Уточняются, систематизируются дефекты и повреждения конструкций, их узлов и сопряжений, а также собираются сведения об эксплуатационной среде, воздействующей на конструкции и основания, определяется величина статических нагрузок и воздействий, а также динамических, включая данные вибродиагностики (собственные частоты, динамическую жесткость). Принимается расчетная схема несущих конструкций для выполнения окончательных поверочных расчетов отдельных элементов конструкций и сооружений в целом.

При этом детальное обследование конструкций в целом или часть его рекомендуется выполнять выборочным или сплошным. Сплошное обследование предполагает проверку всех конструкций, а выборочное — отдельных элементов.

Сплошное обследование должно производиться прежде всего тех объектов, для которых установлен коэффициент надежности по назначению, равный единице, и во всех случаях, когда отсутствует проектная документация или обнаруженные дефекты строительных конструкций снижают их несущую способность, неодинаковы свойства материалов в однотипных конструкциях, условия нагружения, при действии агрессивных по отношению к материалам сред и прочих неблагоприятных условиях эксплуатации.

Если в процессе сплошного обследования обнаруживается, что не менее 20 % однотипных конструкций при их общем количестве более 20 шт. находятся в удовлетворительном техническом состоянии, то допускается оставшиеся непроверенные конструкции обследовать выборочно. Объем выборочно обследуемых элементов должен определяться исходя из конкретных условий (не менее 10 % количества однотипных конструкций, но не менее трех).

На этапе детальных обследований при выполнении обмерочных работ проводятся инженерно-геодезические изыскания с целью дальнейшей разработки достоверных чертежей зданий и сооружений, а также установления точных геометрических осей несущих конструкций и их искривлений для уточнения расчетных схем.

Инженерно-геологические изыскания рекомендуется проводить при отсутствии рабочих чертежей фундаментов реконструируемых сооружений, исполнительных документов по их возведению и материалов об инженерно-геологических условиях площадки строительства объекта, при расположении объекта на подрабатываемой территории или на основаниях, сложных в инженерно-геологическом отношении.

Специальные инженерные гидрогеологические и гидрометеорологические изыскания выполняются, с одной стороны, в случае проведения реконструкции объектов, расположенных на подтопленных или потенциально подтопляемых территориях, при эксплуатации зданий и сооружений в неблагоприятных условиях физико-геологи-



ческих и гидрометеорологических воздействий, а с другой — при необходимости разработок проекта мероприятий по охране окружающей среды от неблагоприятного воздействия на нее реконструируемого объекта.

При выполнении комплекса работ по инструментальному определению физико-механических и физико-химических свойств материалов конструкций следует выделить элементы, которые эксплуатируются в условиях действия повышенных и высоких температур, пониженных и низких температур, агрессивных сред и др.

Анализ состояния конструкций, находящихся под воздействием повышенных и высоких температур, необходимо проводить, обратив внимание на источник тепловыделений, вид нагрева (конвективный, лучистый), температурный режим (циклический нагрев, постоянный нагрев, влажность, давление и др.).

При проведении детального обследования должен быть установлен вид и степень агрессивности среды (если она имеет место), проанализировано состояние материалов конструкций, как не имеющих специальных защитных покрытий, так и с ними, с точки зрения долговечности и надежности самих конструкций и защитных покрытий, основываясь на ГОСТ 6992—68\* «Покрытия лакокрасочные. Метод испытаний на стойкость в атмосферных условиях» и др.

При выполнении всех видов работ по обследованию строительных конструкций необходимо вести строгий учет полученных данных в специальных журналах, оформлять акты обследований на различные виды работ и т. п., стремиться к оформлению информации в табличной форме и ее систематизации.

### **3.3. Техника безопасности при диагностике зданий**

В процессе обследования зданий и сооружений приходится выполнять различные по характеру работы. Соответственно к каждому виду работ предъявляются специфические требования по технике безопасности.

Поэтому при проведении диагностики помимо общих требований по технике безопасности должны выполняться положения по обеспечению безопасности проведения в отдельности всех видов работ по обследованию.

Особое внимание необходимо обратить на работы, считающиеся опасными (в зданиях, отнесенных к аварийным, на высоте, в котлованах, с электроприборами и электроинструментом и др.). Опасные работы выполняются по специальным нарядам лицами не моложе 18 лет, предварительно сдавшими зачет по технике безопасности проведения специальных работ и прошедшими инструктаж и медицинское освидетельствование.

Диагностика строительных конструкций действующих промышленных предприятий должна производиться в присутствии ответственных лиц от производства, отвечающих за соблюдение техники безопасности на обследуемой территории или по согласованию с ними.

### **3.4. Обеспечение обследований приборами и инструментами**

В процессе диагностики и освидетельствования строительных конструкций зданий и сооружений для определения физико-механических и физико-химических свойств материалов, геометрических характеристик, прогибов и перемещений, дефектоскопии применяются самые разнообразные приборы и оборудование.

Подробные данные о приборах и инструментах, которые могут быть использованы при обследовании, приведены в специальной литературе по испытанию конструкций и сооружений и изучаются в соответствующем курсе. Применительно к задачам, возникающим в процессе диагностики и оценки технического состояния как отдельных конструкций, так и сооружений в целом, можно условно выделить следующие группы приборов.

**Приборы, предназначенные для определения соответствия проектному положению строительных конструкций, включая деформации всех видов (для сооружений в целом и их элементов).** Для этой цели применяются известные геодезические приборы и приспособления. Измерение горизонтальных и вертикальных углов производится теодолитом, определение положения точек по высоте и измерение превышения одних точек над другими — нивелиром.

В практике обследований конструкций и сооружений чаще всего применяются теодолиты Т2, 2Т5К (с компенсатором), относящиеся ко второй группе точности, и нивелиры Н1, Н05, относящиеся к первой группе точности,

Таблица 3.1. Приборы для определения прочности бетона в конструкциях эксплуатирующихся зданий и сооружений

Характеристика методов	Приборы	Разработчик метода	Нормативные документы, предприятие-изготовитель
<p><i>Механические методы</i></p> <p>1. Методы пластической деформации:</p> <p>основанные на вдавливании штампа в поверхность раствора, бетона и эталонов</p>	<p>Дисковые приборы ДПГ-4 и ДПГ-5</p> <p>Прибор ПМ Универсальный маятниковый прибор УМП Приборы типа «Штамп НИИЖБ»</p> <p>ОПР-9-300, ОПР-4-300</p> <p>ОМР-2-250, РМП-5</p> <p>Прибор КМ (комплексный метод)</p> <p>Прибор ДорНИИ</p> <p>Эталонный молоток Н. П. Кашкарова</p> <p>Прибор Польди Вайцмана</p>	<p>ВНИИГИМ, Братскгэсстрой</p> <p>— Минпромстрой УССР</p> <p>НИИЖБ</p> <p>НИИЖБ и ЦНИИСК Гостроя СССР НИИЖБ ЦНИИСК</p> <p>СоюздорНИИ НИИМосстрой</p> <p>ЧСФР</p>	<p>ГОСТ 22690,0—77, ГОСТ 22690,4—77</p> <p>ГОСТ 22690-1—77; Руководство по контролю прочности бетона в конструкциях приборами механического действия (М., 1972) Завод «Коммунальник» То же</p> <p>Руководство по контролю прочности бетона в конструкциях приборами механического действия (М., 1972) То же</p> <p>» »</p> <p>» »</p> <p>ГОСТ 22690,2—77; опытный завод НИИМосстрой По типу ГОСТ 22690,2—77</p>

Подружбинный молоток типа ХПС	Германия	Стандарт ДИН 4240; завод испытательных машин (Г. Лейпциг)
Пружинный молоток «Кремиковец»	Болгария	Стандарт БДС-3816—65 (Болгария) «Механические разрушающие методы определения прочности бетона»
Строительно-монтажные пистолеты СМП 2 ПЦ	—	—
Прибор «Винзор Про-уб»	США	—
Гидравлические насосы ГПНВ-5 и ГПНС-4	Донецкий НИИпроект	ГОСТ 21243—75
Пневматическая сверлильная машина ИП-1023	—	Московский завод «Пневмо-строймашина»
Гидравлический насос ГПНВ-5	ЦНИЛ ГлавКиевгор-строя	ГОСТ 22690.3—77
Гидравлический насос ГПНВ-5 и дополнительное устройство УРС	Донецкий НИИпроект	ГОСТ 22690.4—77

основанные на стрельбе или взрыве (метод стрельбы, забивки стержней, взрыва)

2. Методы испытания на отрыв и скалывание:

основанные на отделении бетона от бетона путем отрыва со скалыванием

путем отрыва

путем скалывания ребра конструкции

Характеристика методов	Приборы	Разработка метода	Нормативные документы, предприятия-изготовитель
<p>3. Методы упругого отскока</p> <p><i>Физические методы</i></p> <p>1. Ультразвуковые методы:</p> <p>основанные на измерении скорости распространения упругих волн (продольных и поперечных ультразвуковых) вызванные импульсным ударом (волны удара)</p> <p>2. Радиоизотопные методы, основанные на определении плотности по изменению интенсивности гамма-излучения</p>	<p>Склерометры: прибор КМ (комплексный метод)</p> <p>Склерометр Шмидта</p> <p>Бетон 5 Бетон 8-УРЦ УКБ-1 УКБ-1М, УФ-90пц, УК-12п</p> <p>Приборы типа АМ, ПИК-6, МК-1, «Удар-1», «Удар-2»</p> <p>Бетон 8-УРЦ</p> <p>РПП-1 РПП-2 ИПР-Ц, РПБС</p>	<p>ЦНИИСК</p> <p>Германия</p> <p>ВНИИЖелезобетон</p> <p>СоюздорНИИ, ЛКВВИА им. А. Ф. Можайского и ВНИИНК ВНИИЖелезобетон</p> <p>ВНИИГИМ ВНИИЖелезобетон Оргэнергострой</p>	<p>ГОСТ 22690.1—77; «Указания по испытанию прочности бетона в конструкциях и сооружениях неразрушающими методами». Руководство по контролю прочности бетона в конструкциях приборами механического действия» (М., 1972)</p> <p>Стандарт ДИН 4240 (Германия)</p> <p>ГОСТ 17624—87</p> <p>Опытный завод ВНИИЖелезобетон</p> <p>Опытные партии</p> <p>ГОСТ 17623—87; Опытный завод ВНИИЖелезобетон</p> <p>То же</p> <p>Экспериментальные мастерские Оргэнергострой</p>

что не исключает использования других типов приборов, например нивелира «Кон-007» (Германия). При этом нивелиры используются со специальной оптической насадкой.

Для проектирования точек по вертикали при измерении кренов и колебаний сооружений применяются приборы вертикального проектирования, такие, как оптические центровочные приборы ОЦП-2 и «Зенит-ОЦП» или прецизионный «Зенит-ЛОТ» (PZL) фирмы «Карл Цейс Йена» (Германия).

Известен и механический прогибомер, состоящий из двух вертикальных штанг, соединенных раздвижной планкой с размещенным на ней угломером или уровнем.

Кроме того, используют фототеодолиты различных марок с оборудованием для обработки данных измерений типа универсальной измерительной и стереофотограмметрической камер, инженерных фотограмметров, стереокомпараторов и др.

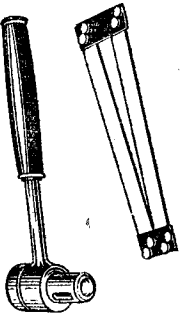
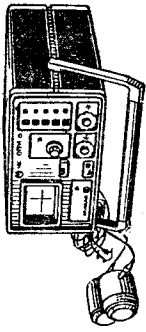



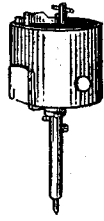
Для особо точных геодезических измерений могут быть использованы лазерные приборы.

Приборы, предназначенные для определения прочностных и деформативных свойств материалов, из которых изготовлены конструкции и сооружения. Очевидно, что наиболее достоверные данные могут быть получены путем прямых испытаний образцов материалов, выборочно изъятых из сооружения. Однако извлечение опытных образцов из конструкций часто затруднительно, поэтому предпочтение при обследовании существующих конструкций следует отдавать неразрушающим методам испытаний.

Большинство приборов для определения прочности бетона в изделиях и конструкциях неразрушающими механическими и физическими методами и их классификация приведены в табл. 3.1 и 3.2.

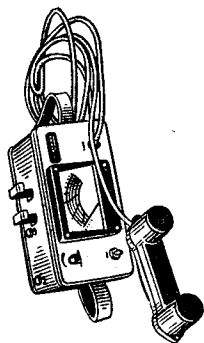
При определении динамических характеристик используются механические приборы: вибромарки, индикаторы часового типа, амплитудометр конструкции А. М. Емельянова и Б. Ф. Смотрова, частотомер Фрама, виброграф ВР-1 и др.; электрические — осциллографы (типа Н004М, Н008М, Н010М, Н030, Н041, Н023 и Н700), быстродействующие самопишущие электрические приборы (БСП) (типа Н-327-1, Н-338-4 и др.) и магнитографы (типа МП-1, Н036 и др.). При этом замер непосред-

Таблица 3.2. Некоторые приборы для определения деформативно-прочностных характеристик материалов и конструкций

Название прибора	Эскиз	Название прибора	Эскиз
<p>Эталонный молоток К. П. Кашкарова с угловым масштабом</p>		<p>Ультразвуковой прибор УК-10ПМ</p>	
<p>Прибор типа КМ</p>		<p>Индикатор часового типа</p>	
<p>Склерометр Шмид-га</p>		<p>Виброграф ВР-1</p>	



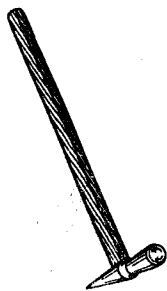
Микроскоп  
МПБ-2  
типа



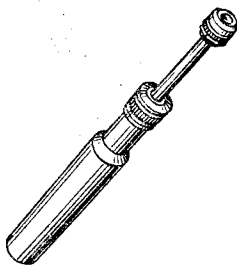
Прибор типа ИЭС-2



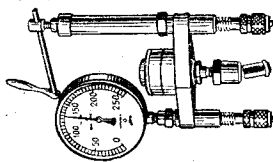
Прогибомер  
ПМ-3  
конструкции  
Н. Н. Максимова  
типа



Молоток Физделя

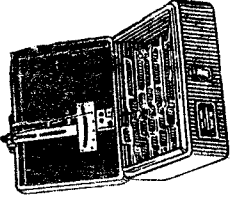
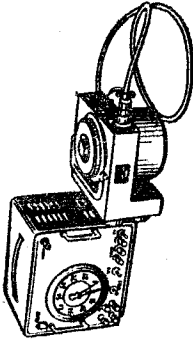
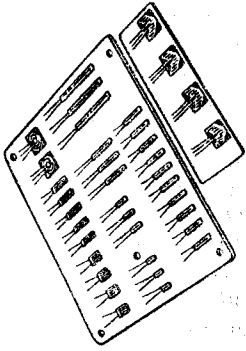
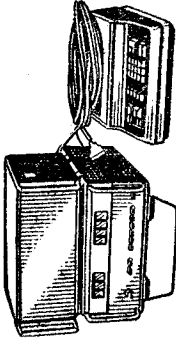


Прибор типа ПМ



Гидравлический  
пресс-насос ГПНВ-5



Название прибора	Эскиз	Название прибора	Эскиз
Тензометры Гугенберга		Измеритель деформаций типа АИД	
Тензорезисторы для измерений деформаций		То же, типа ЦТМ-5	

ственно деформаций осуществляется с помощью тензорезисторов и комплектами приборов типа К001.

Дефектоскопия строительных конструкций и материалов выполняется с привлечением приборов, используемых для установления прочности бетона физическими методами (см. табл. 3.1). Для измерения ширины раскрытия трещин применяют микроскопы типа МПБ-2 и МИР-2. Поиск скрытых в толще бетона и конструкций металлических деталей осуществляют с помощью специальных приборов, данные о которых приведены в § 4.3.

Физико-химические параметры, характеризующие свойства материалов сопротивляться химической агрессии, температурным и влажностным воздействиям, определяют с использованием специальных приборов и оборудования путем испытания образцов материалов, изъятых из конструкции в лабораторных условиях.

В процессе обследований может возникнуть необходимость испытания существующих конструкций для установления их жесткостных характеристик, а иногда и несущей способности. С этой целью используют традиционную аппаратуру и приспособления, применяемые для обеспечения статических и динамических испытаний строительных конструкций зданий и сооружений.

Для измерения усилий, передаваемых на конструкции домкратами, лебедками, таями и др., применяют пружинные и гидравлические динамометры перемещений (деформаций), прогибомеры типа ПМ-3 конструкции Н. Н. Максимова, ПАО-5 конструкции А. А. Аистова, компараторы и индикаторы часового типа, тензометры Гугенбергера, Н. Н. Аистова, а также электрические тензометры с использованием тензорезисторов различного вида и регистрирующей аппаратуры типа АИД, ТЦМ, ИДС и осциллографов. Кроме того, для определения прогибов, углов поворота конструкций используют клинометры, а для измерения перемещений конструкции в целом и ее узлов — описанные выше геодезические приборы.

## ВИДЫ ДИАГНОСТИКИ ЗДАНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

## 4.1. Определение деформаций зданий и сооружений

Деформации (перемещения), обнаруженные при обследовании, можно разделить на общие, когда перемещаются и деформируются конструкции и сооружения в целом, и местные, когда перемещения, прогибы, повороты происходят в пределах одной конструкции, в узлах сопряжения, опирания и т. п.

Для определения общих деформаций могут быть использованы приборы и приспособления, приведенные в § 3.4.

Основной причиной появления общих деформаций зданий и сооружений являются неравномерные осадки оснований. Чрезмерные перемещения последних объясняются либо ошибками при определении их несущей способности в процессе проектирования, либо нарушением условий нормальной эксплуатации, предусмотренной проектом. Чаще всего это нарушение гидрогеологических условий, замачивание просадочных грунтов, оттаивание ледовых прослоек, аварии систем водо- и теплоснабжения и др.

Для измерения осадок, кренов, сдвигов зданий, сооружений и их конструкций применяют методы инженерной геодезии\*.

Измерение осадок зданий и сооружений производят путем сопоставления отметок реперов и осадочных марок (рис. 4.1). Опорные реперы закладывают на глубину с таким расчетом, чтобы основанием для них служили практически несжимаемые грунты (песчаники, плотные мергели, глины древних отложений и др.). Реперы располагают в 30...120 м вокруг здания.

Осадочные марки закладывают в фундаменты по периметру сооружения, номера пишут на стенах (колоннах) масляной краской.

Нивелировку опорных реперов и марок выполняют прецизионными нивелирами типа Н1, Н3, «КОН-007» и др.

Определять крены сооружений можно различными

---

\* См.: Сердюков В. М., Григоренко А. Г., Кривелев А. И. Испытание сооружений. Киев, 1976.

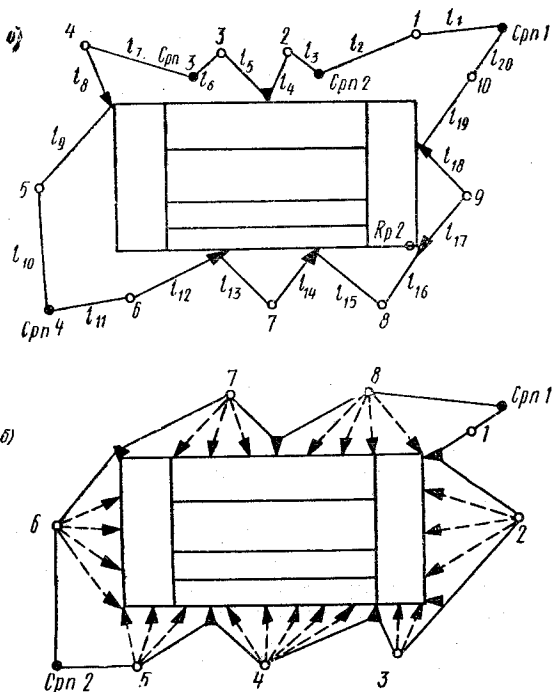


Рис. 4.1. Схемы нивелирования:

*a* — опорных реперов; *б* — осадочных марок; 1...10 — номера станций; Срп1...Срп4 — свайные реперы; ▲ — осадочные марки; Рп2 — стеновой репер;  $l_1, \dots, l_{20}$  — расстояния между станциями, свайными реперами и осадочными марками

способами: проектированием вспомогательной точки, измерением горизонтальных углов, боковым нивелированием (рис. 4.2). В этих случаях рабочим прибором служит теодолит. Разработаны и специальные приборы — кренометры и клинометры, в которых для измерения наклонов сооружений используют точные уровни с измерительным винтом; переносной клинометр, клинометр фирмы «Стопани» (Швейцария), стационарный кренометр конструкции Н. Г. Видуева и В. П. Гржибовского, фотоэлектрический и дистанционный кренометры конструкции А. Г. Григоренко и др.

Измерение сдвигов конструкций и сооружений выполняют с помощью теодолитов. При этом боковое смещение объекта (конструкции) измеряют от прямых линий,

фиксируемых вдоль конструкций, а в качестве линий отсчета используют струну, натянутую между двумя точками прямой линии, или оптический луч, проходящий через эти точки. Соответственно способы определения сдвига конструкции или сооружения в целом подразде-

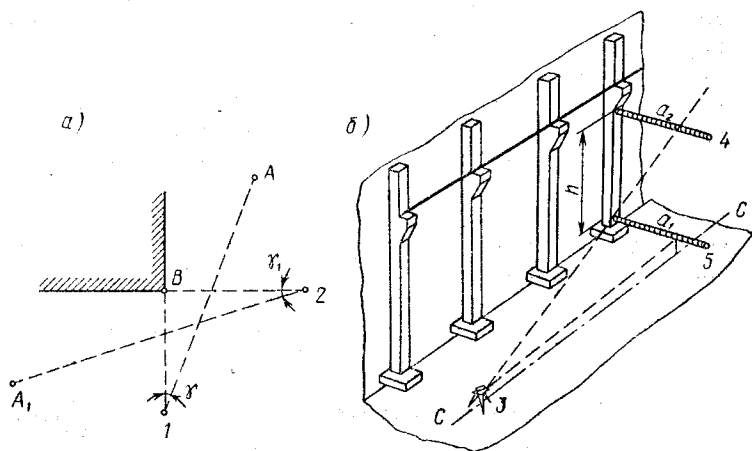


Рис. 4.2. Схема определения крива:

*a* — измерением горизонтальных углов; *b* — методом бокового нивелирования; 1, 2, 3 — места расположения теодолита; *A, A<sub>1</sub>* — удаленные предметы местности; *B* — марка на верхнем обрезе стены; *CC* — створ; 4, 5 — положения реек для снятия отсчетов *a<sub>1</sub>* и *a<sub>2</sub>*

ляют на способ струны, оптического створа, «ломаного базиса», микротриангуляции, метод косвенного измерения.

Для определения положения одновременно нескольких точек здания или сооружения в одной плоскости или в пространстве, выполнения исполнительных съемок и строительных обмеров сооружений, контроля точности строительно-монтажных работ, деформаций больших размеров конструкций при статических и динамических нагрузках применяют методы инженерной фотограмметрии, в которой различают *фотограмметрический* и *стереограмметрический* методы.

Необходимо отметить, что фотограмметрические методы целесообразно применять при невозможности выполнения обмерочных работ более простыми способами.

## 4.2. Оценка деформаций отдельных конструкций

К местным деформациям (перемещениям) отдельных конструкций и их частей относят прогибы и углы поворота в различных плоскостях. Необходимо иметь в виду, что такие деформации имеют место всегда, но они не должны превышать предельных значений, установленных нормами по проектированию железобетонных и стальных конструкций. Для прогибов железобетонных конструкций указанные значения приведены в табл. 4.1, для прогибов стальных изгибаемых элементов и относительных отклонений колонн — в табл. 4.2, 4.3.

Прогибы конструкций обычно определяют относительно каких-то базовых точек (например, опорных столиков балки) методами геометрического и гидростатического нивелирования.

Таблица 4.1. Значения предельно допустимых прогибов железобетонных конструкций

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
1. Подкрановые балки при кранах: ручных электрических	1/500 1/600
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в поз. 4) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	1/200 3 см 1/250
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах, м: $l < 5$ $5 \leq l \leq 10$ $l > 10$	1/200 2,5 см 1/400
4. Элементы покрытий сельскохозяйственных зданий производственного назначения при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 10$ $l > 10$	1/150 4 см 1/250
5. Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	1/200 3 см 1/250

Примечание.  $l$  — пролет балок или плит; для консолей принимается значение, равное удвоенному вылету консоли.

Таблица 4.2. Значения предельно допустимых относительных прогибов стальных конструкций

Элементы конструкций	Относительные прогибы элементов (к пролету)
1. Балки и фермы крановых путей под краны: легкого режима работы (включая ручные краны, тельферы и тали)	1/400
среднего режима работы	1/500
тяжелого и весьма тяжелого режимов работы	1/600
2. Балки рабочих площадок производственных зданий при наличии рельсовых путей:	1/600
ширококолесных	1/400
узкоколесных	
3. Балки рабочих площадок производственных зданий при отсутствии рельсовых путей и балки междуэтажных перекрытий:	
главные балки	1/400
прочие балки и косоуры лестниц	1/250
стальной настил	1/150
4. Балки и фермы покрытий и чердачных перекрытий:	
несущие подвесное подъемно-транспортное или технологическое оборудование	1/400
ненесущее подвесное оборудование	1/250
прогоны	1/200
профилированный настил	1/150
5. Элементы фахверка:	
ригели	1/300
прогоны остекления	1/200

Примечание. Для консолей следует принимать пролет  $l$ , равный удвоенному вылету консоли. При наличии оштукатуренной поверхности прогиб балок перекрытий только от кратковременной нагрузки не должен превышать  $1/350$  длины пролета.

При *геометрическом* нивелировании замеры выполняют с помощью нивелира и реек, которые шарнирно подвешивают к точкам обследуемой конструкции или устанавливают вертикально на конструкцию. В результате замеров в различных точках строят графики прогибов.

*Гидравлический* (гидростатический нивелир) прогибомер, выпускаемый серийно, состоит из базовой и мерной трубок, соединенных между собой резиновым шлангом. Гидростатическое нивелирование основано на принципе сообщающихся сосудов. Разность столбов в базо-

**Таблица 4.3. Значения предельно допустимых относительных отклонений стальных колонн на уровне верхнего пояса подкрановых балок**

Направление горизонтального отклонения	Относительное отклонение колонны (к высоте $h$ )	
	в открытых подкрановых эстакадах	в зданиях и сооружениях с количеством циклов нагружения $2 \cdot 10^6$ и более
Поперечное: при плоской расчетной схеме	1/4000	1/2500
при пространственной расчетной схеме	—	1/4000
Продольное	1/4000	1/4000

Примечание.  $h$  — высота колонны от низа базы до головки рельса подкрановой балки.

вой и мерной трубках дает превышение одной точки над другой. По сравнению с геометрическим нивелированием гидравлическое дает более высокую точность, проще в использовании, не требует большого свободного пространства, позволяет сопоставить точки в соседних помещениях.

Относительный прогиб конструкции устанавливается по величине смещения штанги относительно горизонтальной планки или по углу наклона планки с помощью механического прогибомера.

Вертикальные и горизонтальные относительные смещения сопрягающихся частей сооружений на температурно-осадочных швах измеряют шелемерами различной конструкции. В случаях, когда доступ к швам затруднен, для измерений используют оптические приборы, например теодолит.

### **4.3. Дефектоскопия конструкций. Установление характера трещинообразования в элементах зданий**

В задачи дефектоскопии строительных материалов и конструкций входит выявление различных дефектов: микро- и макротрещин, пустот, включений инородных тел и др. Кроме того, методами дефектоскопии можно установить без вскрытия бетона расположение армату-



ры в железобетонных конструкциях, а также сечение металлических конструкций, скрытых в толще стен или перекрытий.

Для поиска дефектов в бетоне и стали применяют *методы ультразвуковой дефектоскопии* (импульсный и непрерывного излучения), при этом используют способность ультразвуковых волн отражаться от границ материалов различной плотности. Различают метод (эхо), основанный на отражении ультразвуковых волн, и метод сквозного прозвучивания (метод теневой дефектоскопии). Сочетание этих методов позволяет определить наличие и месторасположение дефектов с достаточной точностью. Реализация ультразвуковой дефектоскопии осуществляется известными приборами (см. табл. 3.1) типа УКБ-1 и другими по ГОСТ 17624—87.

Ширину раскрытия трещин в строительных конструкциях обычно определяют с помощью микроскопов МПБ-2 (см. рис. 3.15) с ценой деления 0,02 мм, пределом измерения 6,5 мм и прибора МИР-2 с пределами измерения от 0,015 до 0,6 мм. Динамику развития трещин во времени устанавливают с помощью маяков различного типа. Например, для наблюдения за трещинами в кирпичной кладке на них устанавливают гипсовые, стеклянные или металлические маяки (рис. 4.3). Гипсовые и стеклянные маяки устанавливают на стене, предварительно очищенной от штукатурки, на алебастровом или цементном растворе. Металлические маяки обычно изготавливают из кровельной стали и крепят к стене гвоздями или клеем и окрашивают краской. На маяках ставят номер и дату. Данные заносят в специальный журнал.

Глубину трещин устанавливают, применяя иглы и проволочные щупы в сочетании с приведенными выше ультразвуковыми методами.

Оценка поверхностного состояния строительных конструкций в труднодоступных местах на расстоянии до 7,5 м осуществляется с помощью оптического прибора РВП-451.

Наличие металла в перекрытиях, стенах и других конструкциях можно определить, пользуясь металлоискателем МИ-1, выпускаемым заводом АКХ им. К. Д. Панфилова.

Для определения диаметра арматуры и толщины защитного слоя бетона железобетонных конструкций и се-

чения металлических элементов конструкций, скрытых в перекрытиях, стенах и т. п., применяют приборы типа ВИМ, ИЗС, ТЗС, ИСМ (см. рис. 3.16) и др. Принцип их действия основан на измерении магнитной проницаемости материалов по ГОСТ 22904—78 или на радиационных методах по ГОСТ 17625—83.

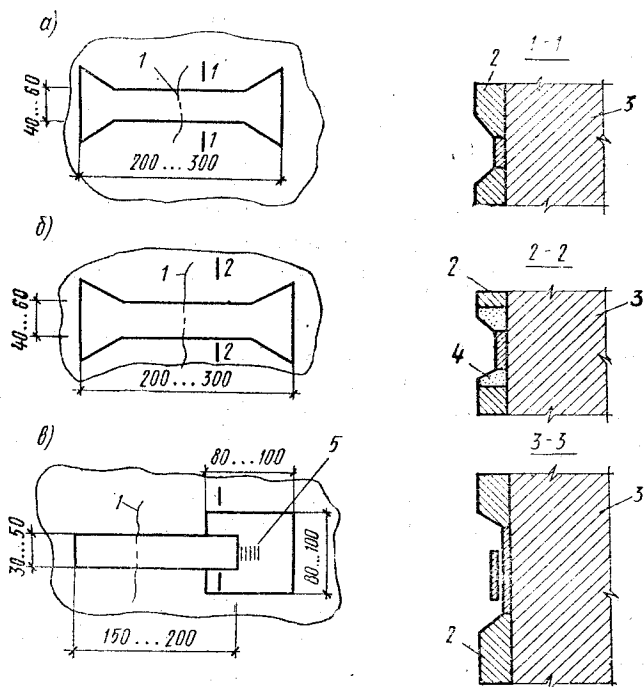


Рис. 4.3. Виды маяков:

а — гипсовый; б — стеклянный; в — металлический; 1 — трещина; 2 — оштукатуренная поверхность; 3 — стена; 4 — алебастровый раствор; 5 — риски через 2...3 мм

С этой же целью используют методы просвечивания и ионизирующих излучений — радиоизотопные методы по ГОСТ 17623—87 (см. табл. 3.1).

Для измерения механических напряжений в металле, возникших в результате сварки, и обнаружения трещин (ГОСТ 14782—86) может быть использован прибор ИНТ-М2 в комплекте с выносимыми датчиками ВД-1 и ВД-2.

#### 4.4. Определение прочности материалов конструкций неразрушающими методами

Неразрушающие методы являются наиболее приемлемыми для определения прочностных, деформативных и других физико-механических характеристик строительных материалов в условиях, когда эти свойства устанавливаются для конструкций возведенных и эксплуатирующихся зданий и сооружений. Места отбора образцов (проб) для лабораторных испытаний и места для проведения испытаний неразрушающими методами следует устанавливать на характерных участках конструкций с учетом действующих нагрузок и воздействий, напряженно-деформированного состояния обследуемых элементов, конструктивных решений. Эти места могут быть определены также по группам однотипных конструктивных элементов с целью получения совокупности данных для статистической обработки.

Следует обратить внимание на обеспечение несущей способности и пригодности к эксплуатации конструкций, ослабленных отбором образцов (проб).

Неразрушающие методы применяют для установления прочности бетона на сжатие (имеется в виду кубиковая прочность бетона  $R$ ), которая определяется как функция  $R=f(x_i)$  какой-нибудь механической или физической характеристики бетона, полученной опытным путем. Различают механические методы, когда по результатам измерения приборами механических характеристик бетона  $x_i$  по таблицам и графикам определяют значение  $R$ , и физические методы, пользуясь которыми кубиковая прочность находится как функция физических характеристик, полученных также опытным путем.

Градуировочные таблицы и графики для конкретных конструкций уточняются по результатам испытаний бетонных образцов (кубов со стороной 7,07 см), вырезанных из тела конструкций (не менее трех образцов), или испытаний методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 21293—75, описанным ниже.

В процессе обследований при установлении данных о прочности бетона в одной конструкции или среди разных конструкций рекомендуется выделить участки с общими прочностными характеристиками бетона исходя из того, что коэффициент вариации прочности бетона

для каждой совокупности должен быть  $V_R \geq 0,135$ , а прочность бетона находиться в пределах  $R = (0,7...1,3)\bar{R}$ , где  $\bar{R}$  — среднее значение прочности. Отдельные места конструкций или отдельные конструкции, имеющие значительные дефекты, в указанную выборку не включаются.

Основные методы испытания, используемые для определения прочности бетона непосредственно в конструкциях эксплуатирующихся зданий и сооружений, приведены в табл. 3.1.

Из механических методов одним из наиболее распространенных является *метод пластической деформации*, основанный на взаимосвязи между  $R$  и размерами отпечатков на бетонной поверхности, которые получают путем вдавливания штампа при статической или динамической нагрузке. Отпечаток на бетонной поверхности (его геометрические размеры) характеризует пластическую (или упругопластическую) деформацию бетона при статической нагрузке под действием прессов, при динамической — под действием удара.

*Метод испытания на отрыв со скалыванием* основан на определении  $R$  по усилию  $P$ , требуемому для отрыва и скалывания куска бетона из тела конструкции, для чего в бетоне в высверленные отверстия устанавливаются с зачеканкой цементным раствором анкерные устройства, которые затем вырывают специальными приборами. Возможно установить  $R$  по прочности бетона на отрыв, когда с помощью аналогичных приборов производят отрыв стального диска, приклеенного к поверхности бетонного элемента эпоксидным клеем. Прочность бетона можно определить и на основании измерения усилия скалывания части бетона в ребре конструкции. Кроме того, для испытания прочности ячеистых бетонов используют метод, заключающийся в выдергивании винтовых стержней, предварительно вкрученных в тело бетона.

*Методом, основанным на измерении отскока подпружиненных молотков* (склерометров) от бетонной поверхности, характеризуют прочность бетона по величине отскока при ударе о бетон.

Из физических методов определения прочности бетона в конструкции получили распространение *импульсные* и *радиоизотопные*.

Из импульсных методов широко применяют ультразвуковые, основанные на измерении времени распрост-

ранения ультразвука в бетоне и базы прозвучивания, по которым рассчитывают скорость ультразвуковой волны и как ее функцию определяют прочность бетона  $R$ .

Метод волны удара основан на измерении скорости распространения в бетоне продольных волн  $u_{уд}$ , вызванных механическим ударом ручным или электрическим молотком. Далее по зависимости  $R-u_{уд}$  устанавливают прочность бетона.

Радиоизотопный метод позволяет определить плотность бетона  $\rho_v$  и по заранее установленным зависимостям  $R-\rho_v$  выявить прочность ячеистых бетонов. Он основан на использовании  $\gamma$ -лучей, источником которых являются радиоактивные изотопы.

Часто при обследовании бетонных и железобетонных конструкций определение прочности бетона неразрушающими методами приходится производить при отсутствии зависимости «косвенная характеристика — прочность» для обследуемого бетона конкретной конструкции. Для уменьшения ошибки при определении  $R$  рекомендуется проводить комплексные испытания бетона, включающие определение прочности бетона разрушающими методами в образцах, полученных из тела обследуемой конструкции путем выпиливания образцов правильной формы (кубов цилиндров) по ГОСТ 10180—78 и кернов или образцов неправильной формы, методами штампа или раскалывания и параллельно установление прочности бетона несколькими неразрушающими методами.

По полученным результатам находят наиболее достоверное значение величины  $R$ . При этом желательно сочетать как механические, так и физические методы определения прочности бетона.

Для установления деформативных характеристик бетона в эксплуатируемой конструкции может быть использован метод испытания бетона путем скалывания. Специальное устройство, принцип работы которого близок к работе прибора ГПНС-4, позволяет получить значение абсолютной деформации бетона при ступенчатой нагрузке, приложенной к вырываемому из бетона анкеру. По этим данным строят зависимости «деформация — напряжение» или «деформация — относительное напряжение» и вычисляют модуль деформации бетона.

Общие рекомендации по выбору методов испытаний в зависимости от области применения приведены в табл.

Таблица 4.4. Рекомендации по выбору методов испытаний

Методы	Приборы и способы выполнения	Область применения
<p>Методы испытания прочности в образцах, бетон которых уплотнен совместно с конструкцией</p>	<p>Бурение с последующим испытанием кернов. Распиловка изделий на кубы</p>	<p>Для выборочного контроля прочности в изделиях, технология изготовления которых значительно отличается от технологии приготовления кубов, с целью установления переводных коэффициентов от <math>R_{сж}</math> изделия к <math>R_{сж}</math> в кубах. Для проведения предварительных испытаний с целью получения тарировочных зависимостей, используемых для контроля прочности бетона (неизвестных составов) другими методами</p>
<p>Метод пластической деформации растворной составляющей</p>	<p>Приборы ДПГ-4, ДПГ-5, ПМ, ХПС, эталонный молоток Н. П. Кашкарова и др.</p>	<p>Для испытания прочности бетона в изделиях и конструкциях толщиной 40...60 см. Приборы ДПГ-4 и ДПГ-5 более удобны при испытаниях на горизонтальных плоскостях, но для испытания нижних горизонтальных плоскостей непригодны</p>
<p>Метод пластической деформации бетона</p>	<p>Приборы типа «Штамп НИИЖБ»</p>	<p>Сфера применения та же. Толщина изделий (в зависимости от типа прибора) до 30 см. Прибор менее удобен в работе, но обеспечивает большую точность испытаний</p>
<p>Методы, основанные на отделении бетона от бетона</p>	<p>Отрыв со скалыванием, приборы ГПНВ-5, ГПНС-4</p>	<p>Для определения прочности бетона в конструкциях толщиной не менее 15 см. Метод позволяет учитывать влияние прочности крупного заполнителя и степени его сцепления с раствором на <math>R_{сж}</math> бетона. Метод пригоден для испытания бетона высоких марок</p>
	<p>Отрыв, прибор ГПНВ-5</p>	<p>Сфера применения та же, что и для отрыва со скалыванием, а также для испытания тонкостенных конструкций</p>

Методы	Приборы и способы выполнения	Область применения
Метод упругого отскока	Скалывание ребра конструкций, приборы УРС и ГПНВ-5	Для испытания конструкций толщиной не менее 4 см с шириной испытываемого ребра и его длиной соответственно не менее 18 и 20 см
	Прибор КМ, склерометры Шмидта	Для испытания прочности бетона в изделиях и конструкциях толщиной не менее 100 мм. Для определения изменения прочности бетона во времени
Резонансный метод	Прибор Царицына—Корниловича—Осадчука ИЧМК-2, ИЧЗ-5, ИЧЗ-6	То же, но только для вертикальных поверхностей
	Вибростенд	Для лабораторных исследований и испытаний образцов бетона
Импульсный ультразвуковой метод	Ультразвуковые приборы УКБ-1, УКБ-1М, «Бетон-8», УРЦ, УК-16П, УК-10П, УФ-90ПЦ	Для испытания сборных изделий и конструкций типа прямолинейного бруса (в опытным порядке)
		Для контроля прочности и однородности бетона в конструкциях при известных заполнителях
Радионуклонный метод	8УРЦ, РПП-1, РПП-2, ИПР-Ц	Для испытания ячеистых бетонов и бетонов на пористых заполнителях

4.4, а по выбору типа прибора в зависимости от прочности бетона в табл. 4.5.

Следует отметить, что из всех рассмотренных физико-механических способов определения прочности бетона в конструкциях наиболее достоверные данные получают при испытаниях на отрыв и скалывание. Поэтому этот метод желательно применять параллельно с другими для контроля и уточнения результатов испытаний.

Прочностные характеристики кирпича всех видов, бетонных и природных камней, а также кладки из них устанавливаются с помощью испытания образцов, отобранных непосредственно из кладки на стандартном лабораторном оборудовании в соответствии с ГОСТ 8462—85 и

Т а б л и ц а 4.5. Рекомендации по выбору типа прибора в зависимости от прочности бетона

Методы испытания	Приборы	Пределы прочно-сти бетона, МПа
Метод пластической деформации: раствора бетона	Эталонный молоток, приборы ДПГ-4, ХПС, ПМ	5...50
	ДПГ-5	20...55
Метод упругого отскока	НИИЖБ	10...55
	КМ	10...40
Метод отрыва со скалыванием	Склерометр Шмидта	5...50
	ГПНВ-5 со стержня-ми	10...80
Метод отрыва	ГПНС-5 с разжимным конусом	10...50
	ГПНС-4	10...50
	ГПНВ-5 с дисками	5...50 (для легких бетонов
Метод скалывания ребра конструкции	УРС	5...30)
		10...70
Ультразвуковой им-пульсный метод	УКБ-1, УКБ-1М, «Бетон-транзистор», УК-10П, УФ-90ПШ	10...50 (для легких бетонов 7,5...50)

СН 290—74 и ультразвуковым методом по ГОСТ 24332—80.

Физико-механические характеристики металлических конструкций и арматуры железобетонных конструкций устанавливаются стандартными испытаниями проб (образцов), вырезанных из эксплуатируемых элементов.

Марка металла и его качество проверяются путем статического растяжения образцов (определяется временное сопротивление, предел текучести, относительное удлинение); испытания образцов на ударную вязкость при температурах +20 и -20°C; химического анализа стали (устанавливается содержание углерода, кремния, марганца, серы и фосфора и др.); выявления распространения сернистых включений способом отпечатков по Бауману.

Из металлических конструкций образцы для механических испытаний вырезают в соответствии с ГОСТ 7564—73\*: из листовой стали — поперек направления



прокатывания, из фасонной стали — вдоль. Темплеты для выявления распространения сернистых включений способом отпечатков по Бауману вырезают из листовой и широкополосной стали — вдоль направления прокатки, а из сортового или фасонного проката — поперек по ГОСТ 5639—82\*. Пробы для определения химического состава отбирают в соответствии с ГОСТ 7565—81 в виде металлической стружки в количестве не менее 50 г с одного элемента. Стружку допускается отбирать путем высверливания ручной дрелью. Ударная вязкость стали при нормальной и пониженной температуре устанавливается на плоских образцах с V-образным надрезом.

Для испытаний отбирают пробы от партии элементов, т. е. однотипных видов проката, одинаковых по номерам, толщинам, маркам стали и входящим в состав однотипных конструкций одной поставки или одного периода изготовления.

При выборе количества образцов для испытаний можно воспользоваться данными, приведенными в табл. 4.6.

Таблица 4.6. Рекомендации по выбору количества образцов для определения физико-механических характеристик стали

Вид испытаний	Количество элементов от партии	Количество проб (образцов)	
		от элемента	всего от партии
Испытание на растяжение	2	1	2
Химический анализ	3	1	3
Ударная вязкость при:			
+20 °С	2	3	6
-20 °С	2	3	6
Отпечатки по Бауману	2	1	2

В железобетонных конструкциях образцы арматуры для механических испытаний отбирают (вырезают) из стержней эксплуатируемых элементов минимум по два образца из одноименных стержней.

В целом отбор должен производиться на участках наименьших силовых воздействий с обязательным обеспечением прочности и устойчивости ослабленных элементов.

Прочность древесины деревянных конструкций не-

разрушающими методами можно установить огнестрельным способом, основанным на существовании зависимости между глубиной проникновения пули, плотностью и пределом прочности на сжатие, и используя ультразвуковые приборы, описанные выше, при известной связи между скоростью распространения ультразвука в древесине и ее упругой характеристикой (динамическим модулем упругости), по которой определяют предел прочности, а также прибором Певцова по отпечатку при падении шарика диаметром 25 мм с высоты 50 см и градуировочной зависимости.

#### **4.5. Установление степени коррозионного и температурного поражения элементов зданий и сооружений**

Воздействие агрессивной среды на железобетонные конструкции может вызвать коррозию бетона, арматуры и закладных деталей и привести к снижению несущей способности конструкции в целом. В связи с этим при обследовании необходимо определить участки коррозионного повреждения бетона, арматуры и закладных деталей, характер, вид, степень и глубину коррозионных повреждений физико-химическим анализом проб бетона и арматурной стали.

При этом определяют: глубину нейтрализующего слоя бетона путем анализа реакции спиртового раствора фенолфталеина на свежеработанный скол бетона защитного слоя; ожидаемую глубину карбонизации и нейтрализации бетона агрессивными газами; вид и относительное количество продуктов коррозии (гипса, карбоната кальция, гидросульфатоалюмината кальция и др.), исследуя интенсивность соответствующих термических эффектов и дифракционных отражений методами дифференциального термического и фазового рентгеновского анализа состава вяжущей составляющей цементного камня с помощью пирометров, дифрактометров в комплекте с гониометрами различного типа; количественную и качественную структуру цементного камня путем оптико-микроскопических исследований микроскопами МБК-6, МИН-8 по ГОСТ 22023—76; величину капиллярного водопоглощения по ГОСТ 12730.0—78; концентрацию водородных ионов в водной вытяжке из цементного камня с помощью pH-титра.

В процессе обследований необходимо установить степень и вид поражения металла коррозией: общая (равномерная) или местная (язвенная). Степень поражения материалов *равномерной коррозией* определяется сравнением поперечных сечений пораженных участков с проектными. При *местной коррозии* устанавливают размеры язв и их количество на единицу площади.

Коррозия арматуры чаще всего обнаруживается визуально по появлению продольных трещин и ржавых пятен на поверхности защитного слоя бетона, а также электрическим методом в соответствии с положениями «Методических рекомендаций по исследованию ингибиторов коррозии арматуры в бетоне» (НИИЖБ Госстроя СССР. М., 1980).

Проведение и анализ результатов физико-химических и электрохимических исследований осуществляется специализированными организациями.

Одним из часто встречающихся дефектов, возникающих при неправильной эксплуатации промышленных зданий, является промасливание бетонных конструкций. Исследования показывают, что плотно уложенный и высокопрочный бетон практически не подвергается промасливанию. Бетон недостаточной плотности с трещинами и раковинами может быть пропитан различными техническими маслами на значительную глубину. Прочность такого бетона может снижаться в 2 раза.

При обследовании железобетонных конструкций особое внимание необходимо уделить элементам, подвергающимся специфическим воздействиям высоких и низких температур.

Стойкость бетона к воздействию повышенных и высоких температур устанавливают путем проведения испытания по выявлению остаточной прочности образцов на сжатие, огневой усадки и термической стойкости по СН 156—67, а деформации под нагрузкой по ГОСТ 23283—78.

При кратковременном температурном воздействии, характерном во время пожара, тяжелый бетон при температурах 60 и 90 °С снижает призмную прочность на 35 и 21 %. При температурах 200...400 ° призмная прочность увеличивается на 5...10 %, а при нагревании бетона выше 400 °С уменьшается, снижаясь при 600 °С на 35 % и при 700 °С на 52 %. Изменяются и деформативные свойства бетона. Так, при нагреве до 100 °С мо-

дуль упругости уменьшается на 30 %, при 500 °С — на 57 %, а при 700 °С — на 82 %. Существенные изменения физико-механических свойств под влиянием высокой температуры происходят и у стальной арматуры.

Воздействие высокой температуры на железобетонные конструкции приводит к резкому снижению сцепления арматуры с бетоном. При нагреве до 100 °С сцепление гладкой арматуры с бетоном уменьшается на 25 %, а при 450 °С — сцепление нарушается полностью. Нагрев до 200 °С железобетонных конструкций с горячекатаной арматурой периодического профиля практически не снижает сцепления, но при более высоких температурах происходит снижение величины сцепления, которое достигает 25 % при 450 °С.

Строительные конструкции часто эксплуатируются в режимах попеременного замораживания и оттаивания, что может существенно сказаться на прочности материалов. Морозостойкость бетона определяется на образцах, вырезанных из конструкции по ГОСТ 10060—87, и другими лабораторными методами в специальных климатических камерах.

#### **4.6. Натурные испытания**

При обследовании эксплуатирующихся зданий и сооружений несущую способность строительных конструкций, как правило, устанавливают на основе данных о прочности материалов, реальных расчетных схем, нагрузках и геометрических размерах. Однако в ряде случаев может возникнуть необходимость в непосредственных испытаниях существующих конструкций, их фрагментов или узлов. Конструкции испытывают как в проектном положении, так и после демонтажа.

В первом случае, как правило, конструкции не доводят до разрушения, а испытывают контрольными расчетными нагрузками, фиксируя прогибы, углы поворота, трещинообразование, и, основываясь на этих данных, определяют несущую способность. При этом необходимо обратить внимание на возможность совместной работы сопряженных между собой конструкций, особенности граничных условий и другие факторы, оказывающие существенное влияние на работу элементов под нагрузкой.

Испытание конструкций после их демонтажа осуществляется относительно редко. Такая возможность возникает в основном уже в процессе реконструкции, при разборке части здания. В этом случае испытания проводятся на стендах в специальных испытательных лабораториях или в полевых условиях.

Методика испытаний при статическом и динамическом нагружении конструкций, оборудование и приборы приведены в курсе испытаний конструкций и сооружений.

## ГЛАВА 5

### ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

#### 5.1. Классификация конструктивных элементов по степени износа

Обследуемые строительные конструкции зданий и сооружений могут иметь разнообразные по виду, характеру, степени влияния на несущую способность и эксплуатационную пригодность дефекты и повреждения. Для оценки этих факторов целесообразно классифицировать обследуемые конструкции путем систематизации их по выявленным характерным признакам деформаций и дефектов и сведения этих данных в «ведомости дефектов».

Систематизируя детальные признаки повреждений строительных элементов и другие отклонения от норм, устанавливают категорию технического состояния конструкций и определяют первоочередные мероприятия по их усилению.

При этом для железобетонных и каменных конструкций можно ориентироваться на данные табл. 1 и 2 приложения, суммирующие результаты предварительных и детальных обследований по отдельным признакам.

Подобный анализ целесообразно выполнять и для стальных и деревянных конструкций. Естественно, что отдельные виды строительных конструкций (железобетонные, стальные, каменные, основания и фундаменты) могут иметь специфические, только им присущие дефекты и повреждения, а соответственно и особенности методики обследования и диагностики в целом.

## 5.2. Обследование оснований и фундаментов

При обследовании зданий и сооружений, подлежащих реконструкции, должна быть установлена несущая способность оснований и фундаментов. В целом работы по обследованию предусматривают выполнение инженерно-геологических и гидрогеологических исследований площадки застройки, инженерно-геологическое обследование грунтов оснований и инженерное обследование состояния фундаментов. Обследования оснований должны выполняться в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01—83.

Инженерно-геологические обследования грунтов основания фундаментов и собственно фундаментов производят при отсутствии рабочих чертежей и исполнительных документов по возведению фундаментов, а также в случаях, когда обследованием надземных конструкций зданий и сооружений обнаружены деформации, причиной появления которых могут быть неравномерные осадки основания. Кроме того, такие обследования производят в случаях, когда реконструкцией предусматривается увеличение или изменение характера нагрузки, перестройка с устройством подвальных помещений, сооружение вблизи существующих зданий новых, изменение технологического процесса, связанного с воздействием на фундаменты агрессивных жидкостей, повышенных или пониженных температур и т. д.

Эти обследования производят с помощью открытых шурфов, количество и место расположения которых определяются в каждом конкретном случае. Проходку шурфов по одному — два осуществляют у каждого вида конструкций в наиболее нагруженном и ненагруженном участках, у наружных и внутренних стен, колонн, фундаментов под оборудование и др. Шурфы обязательно отрывают вблизи деформировавшихся конструкций, а также на участках, выделенных под проектирование пристроек к зданиям, надстроек, и в местах предполагаемого существенного повышения нагрузок.

Следует обратить внимание на недопустимость подтопления через шурфы оснований вскрытых фундаментов и их промерзания. После завершения работ по обследованию оснований и фундаментов шурфы необходимо засыпать послойной укладкой грунта с трамбованием и восстановить нарушенные водозащитные изоляционные покрытия.

При отсутствии рабочей документации на основания и фундаменты количество, глубина и расположение в плане шурфов должно быть достаточным для составления планов и разрезов фундаментов и установления несущей способности оснований.

Если имеется проектная исполнительная документация на основания и фундаменты, а строительные конструкции находятся в удовлетворительном состоянии, то допустимо выполнять только контрольное шурфирование.

Глубину шурфов устанавливают, как правило, не менее 0,5...1,0 м ниже подошвы фундамента.

После определения типа и конструкции, размеров и глубины заложения, наличия и вида гидроизоляции устанавливают физико-механические и физико-химические характеристики материала фундаментов известными методами (см. табл. 3.1). При этом выявляют дефекты, повреждения, отступления от проекта.

При обследовании свайных фундаментов устанавливают их диаметр, количество и глубину, которую можно определить как шурфированием, так и геофизическими методами.

В процессе обследования грунтов в шурфах используют *неразрушающие* и *экспресс-методы*. Так, модуль деформации и прочность при одноосном сжатии могут быть определены на грунтовых образцах *электронно-акустическим методом*, суть которого заключается в определении скорости распространения акустического импульса в грунте, и по известным зависимостям в вычислении деформативно-прочностных характеристик. Плотность и пористость грунтов можно установить, пользуясь тарировочными кривыми по данным замеров интенсивности гамма- или нейтронного излучения импульсов.

Лабораторные испытания проводят с целью определения физико-механических характеристик грунтов с нарушенной и ненарушенной структурой: удельного веса, плотности, влажности, сопротивления грунта срезу, сжимаемости; для просадочных грунтов — коэффициента просадочности.

Опытом обследования оснований под эксплуатируемыми зданиями установлено, что в зависимости от вида грунтов и их влажности за счет опрессовки оснований нормативное сопротивление возрастает до 25 %.

При этом, исследуя пробы грунтов, взятых непосредственно в основании существующих сооружений, необходимо учитывать действительное напряженное состояние грунтов, а также условия их дальнейшей эксплуатации.

Нормальные и касательные напряжения на контакте фундаментов, а также других конструкций подземных сооружений и грунта можно определить с помощью мессдоз различного типа: мембранно-балочного, мембранного, струнного и др. При анализе результатов обследований оснований и фундаментов необходимо руководствоваться требованиями глав СНиП 2.02.01—83 «Основания зданий и сооружений», СНиП 3.02.01—83 «Основания и фундаменты», СНиП 2.02.03—85 «Свайные фундаменты».

### **5.3. Методика диагностики бетонных и железобетонных конструкций**

При обследовании бетонных и железобетонных конструкций реконструируемых зданий и сооружений следует учитывать требования СНиП 2.03.01—84 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Согласно действующим в настоящее время принципам проектирования и расчета несущих конструкций по предельным состояниям при обследовании все обнаруженные дефекты (отклонения от нормативных требований) необходимо разделять на следующие типы: дефекты, указывающие на угрозу снижения или необеспечения несущей способности; дефекты, недопустимые с позиций пригодности конструкций к нормальной эксплуатации.

При этом необходимо иметь в виду, что одни и те же дефекты могут указывать на неудовлетворение как по несущей способности, так и по пригодности к эксплуатации. Например, ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента (без предварительного напряжения), в растянутой зоне  $a_{crc} \gg 0,4$  мм свидетельствует о превышении требований по второй группе предельных состояний, ограничивающих ширину раскрытия величиной  $a_{crc} \leq 0,3$  мм, и одновременно указывает на возможность достижения предела текучести арматурной стали А-II, что сопряжено с потерей несущей способности элемента.

Одним из наиболее характерных дефектов бетонных и железобетонных конструкций являются трещины. В со-



ответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84 в зависимости от категории трещиностойкости, связанной с условиями эксплуатации, видом (классом) арматуры, напряженным состоянием сечений (растяжение, сжатие) и продолжительностью раскрытия, предельно допустимая ширина раскрытия трещин в условиях неагрессивной среды колеблется от  $a_{crc} \leq 0,1$  мм до  $a_{crc} \leq 0,4$  мм. Для 1-й категории трещиностойкости образование трещин вообще не допускается.

Следует различать трещины, появление которых вызвано напряжениями, проявившимися в железобетонных конструкциях в процессе изготовления, транспортировки и монтажа, и трещины, обусловленные эксплуатационными нагрузками и воздействием окружающей среды.

*К трещинам, появившимся в доэксплуатационный период*, относятся: усадочные трещины, вызванные быстрым высыханием поверхностного слоя бетона и сокращением объема, а также трещины от набухания бетона; трещины, вызванные неравномерным охлаждением бетона; трещины, вызванные большим гидратационным нагревом при твердении бетона в массивных конструкциях; трещины технологического происхождения, возникшие в сборных железобетонных элементах в процессе изготовления, доля которых в общем количестве дефектов в сборных железобетонных конструкциях достигает 60 %; трещины в сборных железобетонных элементах силового происхождения, вызванные неправильным складированием, транспортировкой и монтажом, при которых конструкции подвергались силовым воздействиям от собственного веса по схемам, не предусмотренным проектом.

*Трещины, появившиеся в эксплуатационный период*, можно разделить на следующие виды: трещины, возникшие в результате температурных деформаций из-за нарушений требований устройства температурных швов или неправильности расчета статически неопределимой системы на температурные воздействия; трещины, вызванные неравномерностью осадок грунтового основания, что может быть связано с нарушением требований устройства осадочных деформационных швов, аварийным замачиванием грунтов, проведением земляных работ в непосредственной близости от фундаментов без обеспечения специальных мер; трещины, обусловленные

силовыми воздействиями, превышающими способность железобетонных элементов воспринимать растягивающие напряжения.

Трещины силового характера необходимо анализировать с точки зрения напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции.

Так, в изгибаемых элементах, работающих по балочной схеме, возникают трещины, перпендикулярные (нормальные) 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 переизгибающих сил и изгибающих моментов (рис. 5.1).

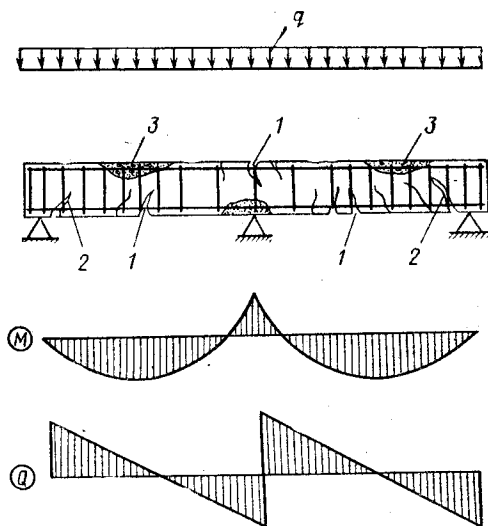


Рис. 5.1. Характерные трещины в изгибаемых железобетонных элементах, работающих по балочной схеме:

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.

Характерно развитие трещин силового происхождения на нижней растянутой поверхности плит с различным соотношением сторон (рис. 5.2). При этом бетон

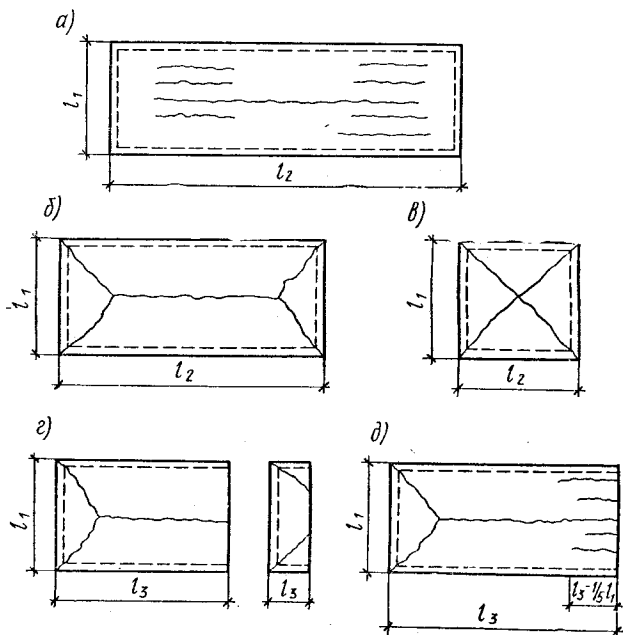


Рис. 5.2. Характерные трещины по нижней поверхности плит: а — работающих по балочной схеме при  $l_2/l_1 > 3$ ; б — опертых по контуру при  $l_2/l_1 < 3$ ; в — то же, при  $l_2/l_1 = 1$ ; г — опертых по трем сторонам при  $l_3/l_1 \leq 1,5$ ; д — то же, при  $l_3/l_1 > 1,5$

сжатой зоны может быть не нарушен. Смятие бетона сжатой зоны указывает на опасность полного разрушения плиты.

Появление продольных трещин вдоль арматуры (рис. 5.3) в сжатых элементах свидетельствует о разрушениях, связанных с потерей устойчивости (выпучиванием) продольной сжатой арматуры из-за недостаточного количества поперечной (косвенной) арматуры.

Вообще же дефекты в виде трещин и отслоения бетона вдоль арматуры железобетонных элементов могут быть вызваны и коррозионным разрушением арматуры. В этих случаях происходит нарушение сцепления продольной и поперечной арматуры с бетоном. Нарушение сцепления арматуры с бетоном за счет коррозии можно установить простукиванием поверхности бетона, при этом прослушиваются пустоты.

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

Появление в изгибаемых элементах поперечной, практически перпендикулярной продольной оси элемента трещины, проходящей через все сечение (рис. 5.4),

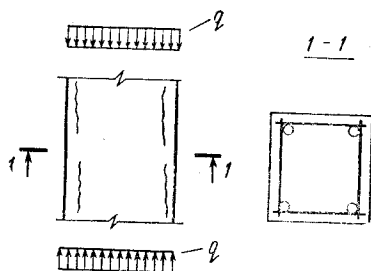


Рис. 5.3. Трещины вдоль продольной арматуры в сжатых элементах

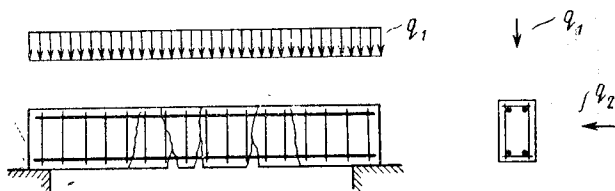


Рис. 5.4. Трещины по всей высоте сечений элементов, изгибаемых в двух плоскостях

может быть связано с воздействием дополнительного изгибающего момента в горизонтальной плоскости, перпендикулярной плоскости действия основного изгибающего момента (например, от горизонтальных сил в подкрановых балках). Такой же характер имеют трещины и в растянутых железобетонных элементах, но при этом трещины просматриваются на всех гранях элемента, опоясывают его.

Необходимо обращать внимание на трещины, обнаруженные на опорных участках у торцов железобетонных конструкций. Трещины у торцов предварительно напряженных элементов, ориентированные вдоль арматуры, указывают на нарушение анкеровки арматуры. Об этом же свидетельствуют и наклонные трещины в приопорных участках, пересекающие зону расположения предварительно напряженной арматуры и распространяющиеся на нижнюю грань края опоры (рис. 5.5).

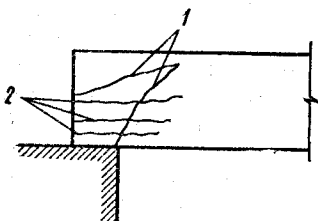


Рис. 5.5. Трещины в опорной части предварительно напряженного элемента:

1 — при нарушении анкеровки напряженной арматуры; 2 — при недостаточности косвенного армирования сечения на действие усилия обжатия

Элементы решетки раскосных железобетонных ферм, как известно, могут испытывать сжатие, растяжение, а в опорных узлах — действие перерезывающих сил. Характерные повреждения при разрушении отдельных участков таких ферм приведены на рис. 5.6.

Так, в опорном узле могут возникнуть помимо трещин 1, 2 (рис. 5.5) повреждения типа 1, 2, 4 (рис. 5.6). Появление горизонтальных трещин в нижнем преднапряженном поясе типа 4 (рис. 5.6) сви-

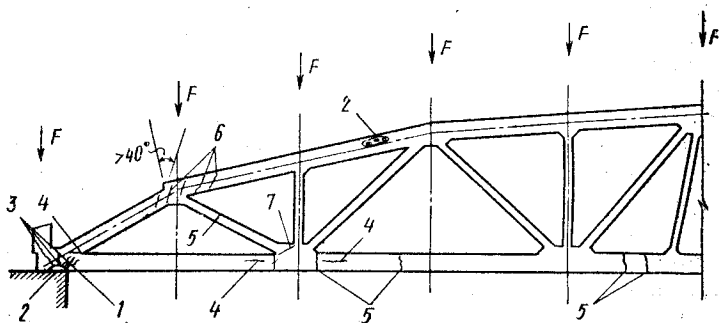


Рис. 5.6. Характерные повреждения силового происхождения в железобетонных фермах с нижним предварительно напряженным поясом:

1 — наклонная трещина опорного узла; 2 — откол лещадок; 3 — лучеобразные и вертикальные трещины; 4 — горизонтальная трещина; 5 — вертикальные (нормальные) трещины в растянутых элементах; 6 — наклонные трещины в сжатом поясе фермы; 7 — трещины в узле нижнего пояса в месте примыкания растянутого раскоса

детельствует об отсутствии или недостаточности поперечного армирования в обжатом бетоне. Нормальные (перпендикулярные к продольной оси) трещины типа 5 (рис. 5.6) появляются в растянутых стержнях при необеспеченности трещиностойкости элементов, т. е. при  $N > N_{ср.}$

Причем следует обратить внимание на то обстоятельство, что снятие внешней нагрузки на ферму, уменьшая растягивающие усилия в нижнем поясе, приводит к закрытию трещин типа 5, но при этом может вызвать увеличение раскрытия горизонтальных трещин типа 3.

Появление повреждений в виде лещадок типа 2 свидетельствует об исчерпании прочности бетона на отдельных участках сжатого пояса ( $\sigma_b = R_b$ ) или на опорах.

В изгибаемых элементах, как правило, появлению трещин сопутствует увеличение прогибов и углов поворота. Недопустимыми (аварийными) можно считать прогибы изгибаемых элементов более  $1/50$  пролета при ширине раскрытия трещин в растянутой зоне более 0,5 мм. Значения предельно допустимых прогибов для железобетонных конструкций приведены в табл. 3.2.

В процессе предварительного обследования часто возникает необходимость оценки ориентировочной прочности бетона и арматурной стали. При этом для бетона можно воспользоваться данными табл. 5.1. Метод основан на простукивании поверхности конструкции слесарным молотком массой 0,4...0,8 кг непосредственно по очищенному раствору участку бетона или по зубилу, установленному перпендикулярно поверхности элемента. При этом для оценки прочности принимаются минимальные значения, полученные в результате не менее 10 ударов. Кроме того, следует учитывать, что более звонкий звук при простукивании соответствует более прочному и плотному бетону. Для получения достоверных данных о прочности бетона и арматурной стали следует прибегнуть к методам, приведенным в § 4.4 и 5.5.

В предварительно напряженных конструкциях взятие проб бетона путем выбуривания кернов и определение прочности бетона разрушением малых объемов необходимо осуществлять на достаточном удалении от участков анкеровки арматуры.

Для предварительной оценки прочности арматуры по ее внешнему виду можно воспользоваться табл. 5.2, в

**Таблица 5.1. Прочность бетона, устанавливаемая путем простукивания поверхности (ориентировочная оценка)**

Результаты одного удара средней силы молотком массой 0,4...0,8 кг		Прочность бетона, МПа
непосредственно по поверхности бетона	по зубилу, установленному «жалом» на бетон	
На поверхности бетона остается слабо заметный след, вокруг которого могут откалываться тонкие лещадки	Неглубокий след, лещадки не откалываются	Более 20
На поверхности бетона остается заметный след, вокруг которого могут откалываться тонкие лещадки	От поверхности бетона откалываются острые лещадки	20...10
Бетон крошится и осыпается; при ударе по ребру откалываются большие куски	Зубило проникает в бетон на глубину до 5 мм, бетон крошится	10...7
Остается глубокий след	Зубило забивается в бетон на глубину более 5 мм	Менее 7

которой приведены наименьшие значения пределов текучести арматурных сталей. Причем в конструкциях, возведенных в период до 1938 г., могла применяться арматура гладкого профиля, так называемое «торговое железо», Ст. 1; 2 и Ст. 0, для которых предел текучести устанавливался как среднее арифметическое значение по результатам испытаний трех — пяти образцов. Рас-

**Таблица 5.2. Предел прочности арматурных сталей, определяемый по внешнему виду (максимальная величина для ориентировочной оценки несущей способности конструкций)**

Внешний вид арматуры	Предел текучести стали, МПа	Предел текучести стали по браковочному минимуму, МПа
Гладкая в зданиях постройки: до 1938 г.	190	—
после 1938 г.	—	230
Периодического профиля с ребрами:		
винтового направления	—	300
образующими елочку	—	400
Жесткая из прокатных профилей	—	200

чет прочности железобетонных конструкций при этом производился по методу допускаемых напряжений. С момента введения для оценки прочности стали понятия коэффициента однородности и браковочного минимума предела текучести (1935 г.) эта величина стала контролируемой.

Следует отметить, что в табл. 5.2 приведены наибольшие величины предела текучести стали для предварительной оценки несущей способности конструкций. Повышение этой величины возможно после лабораторных испытаний образцов стальной арматуры, вырезанных из конструкции (не менее трех образцов каждого вида арматуры), или на основании подтверждающей технической документации.

В процессе проведения диагностики железобетонных конструкций целесообразно систематизировать полученные данные, для чего материалы обследования сводятся в таблицы или карты дефектов и повреждений.

#### **5.4. Обследование каменных и армокаменных конструкций**

При обследовании каменных и армокаменных конструкций необходимо прежде всего выделить несущие элементы, на состояние которых следует обратить особое внимание. Визуально и с помощью специальных приборов (см. § 3.4, 4.4) устанавливаются характерные отклонения от нормативных требований и проектных решений. При этом выявляют фактические размеры конструктивных элементов, характер сопряжения стен между собой и конструкциями перекрытий и элементов каркаса, величину деформаций каменных и армокаменных конструкций в своей плоскости и перпендикулярно ей; несоблюдения требуемых условий опирания плит, балок, перемычек, состояние стальной арматуры и закладных деталей, степень повреждения их коррозией. Необходимо установить размеры разрушений, к которым относятся сколы, трещины и другие дефекты, и причины, их вызвавшие.

Среди возможных причин возникновения дефектов можно выделить *механические, динамические, коррозионные, температурные, влажностные воздействия*, а также *дефекты, обусловленные неравномерностью деформаций оснований*. Последние могут быть вызваны как разно-



стью степени загрузки соседних участков стен (например, торцевых — самонесущих и продольных — несущих), так и разностью геологических условий на смежных участках, а также следствием вымывания грунта

из-под фундамента грунтовыми или аварийными водами, замачиванием просадочных грунтов и др.

Целесообразно в процессе обследования выяснить, нарастают ли трещины во времени. С этой целью на трещины устанавливают маяки.

Для наблюдения за прогибами и осадками используют геодезические методы, описанные выше.

Обнаруженные в несущих каменных конструкциях трещины следует оценивать с позиций работы кладки под нагрузкой при сжатии (рис. 5.7). При этом не нужно исключать возможность появления трещин в результате нарушения технологии возведения кладки, например, в зимнее время, а также вызванных

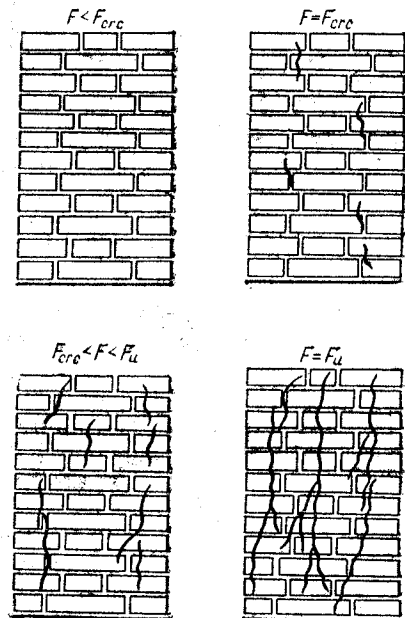


Рис. 5.7. Стадии работы кладки при сжатии:

$F$  — усилие в кладке;  $F_{crc}$  — усилие в кладке, при котором образуются трещины;  $F_u$  — разрушающее усилие

усадочными и температурными деформациями.

Важным этапом обследования каменных конструкций является установление деформативно-прочностных характеристик кладки. Прежде всего необходимо оценить качество выполненной кладки и ее соответствие проектным или другим техническим требованиям: заполнение швов раствором, соблюдение горизонтальности рядов, толщины горизонтальных швов, осуществление необходимой перевязки швов и др.

Прочность кирпича и камней необходимо определять в соответствии с требованиями ГОСТ 8462—85, раствора — ГОСТ 5802—86 или СН 290—74. Плотность и влажность каменных кладок определяют в соответствии с ГОСТ 6427—75, 12730.2—78 путем установления разницы веса образцов до и после высушивания. Морозостойкость каменных материалов и растворов, а также их водопоглощение устанавливают по ГОСТ 7025—78.

Отбор образцов для испытаний производят из мало нагруженных 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 размерами 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 (каменной) кладки, с которых отбирали образцы для испытаний, должны быть полностью восстановлены для обеспечения исходной прочности конструкции.

Обследования каменных и армокаменных конструкций следует выполнять с учетом требований СНиП II-22—81 «Каменные и армокаменные конструкции», а также «Рекомендаций по усилению каменных конструкций зданий и сооружений».

### **5.5. Особенности диагностики металлических конструкций**

Стальные конструкции особенно широко используются в промышленных зданиях и сооружениях. Методика обследования металлических конструкций должна основываться на положениях СНиП II-23—81 «Стальные конструкции» и др.

В связи с особенностями проектирования и возведения стальных конструкций работы по их обследованию имеют определенные отличия от аналогичного обследования железобетонных и каменных элементов. Сечения металлических элементов, как правило, легкодоступны, что упрощает их обмеры (арматура в железобетонных

элементах скрыта в толще бетона). Относительно точные методы расчета позволяют проектировать металлические конструкции с минимальными запасами прочности, что, с другой стороны, вызывает необходимость предъявлять повышенные требования к качеству их выполнения и соответствию проектным решениям.

При обследовании необходимо прежде всего обращать внимание на сжатые элементы, так как ввиду тонкостенности их сечения чаще всего лимитируются не прочностью, а устойчивостью. Высокоответственными элементами металлических конструкций являются узловые соединения, поэтому в начальной стадии обследований должно быть установлено соответствие проекту сечений элементов и узлов, проверены прямолинейность стержней, наличие соединительных планок, особенно в сжатых стержнях. Необходимо выявить, имеются ли превышения нормативных прогибов, углов поворота и других перемещений элементов.

Важными условиями повышения надежности стальных конструкций являются высокое качество стали (особенно размер и однородность зерна) и технология изготовления и монтажа (качество сварки и др.).

Учитывая вышеприведенные особенности, при проведении обследования стальных конструкций необходимо обратить внимание на узлы и детали с высокими местными напряжениями от сосредоточенных нагрузок, с резкими концентраторами напряжений при сочетании с высокими местными напряжениями, ориентированными поперек направления действующих растягивающих напряжений, на сближение (примыкание и пересечение в узлах) и резкое изменение направлений сварных швов в элементах конструкций, на резкие перепады сечений элементов, а также их соединение с эксцентриситетом относительно центра тяжести сварных швов и др.

Во всех случаях должно быть тщательно обследовано состояние сварных заклепочных и болтовых соединений. Сварные соединения встречаются наиболее часто. Обследование начинают с визуального осмотра сварных швов, с помощью которого можно обнаружить трещины, поверхностную пористость, незаполненные кратеры, несплавления по кромкам, подрезы, наплывы, прожоги и др. Степень провара сварных швов устанавливают: угловых — методом засверливания, стыковых — физическими методами контроля. Засверливание производят

по оси шва обычным сверлом диаметром на 6 мм больше ширины наружной поверхности шва. Осмотр высверленного места выполняют через лупу дважды — сразу после сверления и после обработки 20 %-ным раствором азотной кислоты для определения границ сварного шва. Физические методы контроля в ответственных сварных соединениях осуществляют при наличии соответствующего оборудования и специалистов. К этим методам относятся: просвечивание рентгеновскими и  $\gamma$ -лучами, магнитная и порошковая дефектоскопия (ГОСТ 21105—87), магнитографический и радиографический (ГОСТ 7512—82), электромагнитный и ультразвуковой (ГОСТ 23858—79).

При обследовании отдельных видов конструкций можно выделить наиболее ответственные элементы и присущие им дефекты. Так, в конструкциях стальных покрытий следует обратить внимание на трещины в стыковых накладках и узловых фасонках поясов стропильных и подстропильных ферм, особенно растянутых, на опорные узлы ферм, где проверить состояние опорных столиков и плотность опирания опорных фланцев, на узлы опирания панелей покрытия и прогонов, которые должны иметь требуемые площади опирания и сварные соединения закладных деталей железобетонных плит со стропильной конструкцией.

В стальных колоннах необходимо прежде всего проверить, не имеют ли конструкции механических повреждений в местах технологических проездов и на участках складирования материалов, состояние анкерных закреплений колонн в фундаментах, а также узлов опирания подкрановых балок на консоли, убедиться в сохранности узлов крепления связей.

В подкрановых балках особо опасными дефектами считаются трещины в верхних поясных швах, в стенке под короткими ребрами жесткости и в швах крепления ребер к верхнему поясу, прогибы и поперечные трещины верхнего пояса балки. При этом следует обратить внимание на состояние крепления тормозного листа или фасонки тормозной фермы и в целом на крепление тормозной конструкции к колонне, крановых рельсов, стыков рельсов и узлов крепления рельсов к балке.

На обследуемом объекте необходимо выделить для детальной проверки конструкции, эксплуатируемые вблизи источников повышенного тепловыделения, в зонах

действия динамических нагрузок, химически агрессивных сред и других специфических воздействий.

Качество стали обследуемых конструкций и ее сопротивляемость хрупкому разрушению устанавливают на основании сопоставления результатов испытаний стали методами, приведенными в данном разделе и § 3.4, 4.4, 4.5. Нормативные и расчетные сопротивления материала конструкций и соединений определяют в соответствии с указаниями норм.

### **5.6. Дефектоскопия деревянных элементов**

Деревянные конструкции в современном строительстве в качестве несущих элементов применяют сравнительно редко. Однако в зданиях старой постройки они встречаются в качестве стропильных элементов чердачной кровли, стропильных конструкций покрытий, перекрытиях жилых и общественных зданий, в некоторых сооружениях, сельскохозяйственных, производственных зданиях и др.

При обследовании деревянных конструкций прежде всего необходимо обратить внимание на условия их эксплуатации, выявить плохо вентилируемые помещения с повышенной влажностью, места систематического замачивания (увлажнения) деревянных элементов. Именно насыщение водой может стать причиной загнивания и распространения дефектов, вызванных появлением грибков, питающихся веществами клеток древесины, деревянных конструкций.

Для установления повреждений должны быть отобраны образцы древесины для последующего лабораторного микологического анализа. Образцы для анализа размером примерно  $15 \times 10 \times 5$  мм отбирают с сохранением грибных образований. Проверку состояния труднодоступных мест производят путем выборочных вскрытий полов, перегородок, подшивки потолков, опор балок и ферм. В междуэтажных перекрытиях вскрытие осуществляют на участках между балками на площади не менее  $0,5 \text{ м}^2$ . На накатах убирают засыпку, а с поверхности перегородок и потолков — штукатурку на участках  $30 \times 30$  см. Вскрытия целесообразно производить и в местах прохождения водопроводных и канализационных труб.

Прочностные характеристики древесины можно установить по виду материала (сосна, ель, лиственница,

кедр, пихта и др.), пользуясь их нормативными характеристиками, или путем испытаний вырезанных образцов.

При проведении общего обследования деревянных конструкций необходимо обратить внимание на качество выполнения и состояние металлических накладок, болтов, скоб, хомутов, проволоки и др. При значительном повреждении указанных металлических элементов коррозией прочность соединений оценивается с учетом этого фактора.

Все работы по обследованию деревянных конструкций необходимо производить, основываясь на требованиях СНиП II-25—80 «Деревянные конструкции».

### **5.7. Составление заключения о техническом состоянии зданий и сооружений**

По окончании всего цикла работ по обследованию составляется заключение о техническом состоянии зданий и сооружений рассматриваемого объекта.

Заключение должно содержать: 1) задание, на основе которого выполнена работа; 2) использованные первоисточники (техническая документация и т.п.); 3) кем и когда выполнены обследования объекта и поверочные расчеты; 4) краткое описание архитектурно-планировочного решения, технологического назначения объекта и условий эксплуатации; 5) результаты натурного обследования, включая данные о физико-механических характеристиках оснований, фундаментов и надземных несущих конструкций, характерные дефекты, снижающие прочность и жесткость здания (сооружения); 6) результаты поверочных расчетов; 7) выводы о несущей способности оснований, фундаментов и надземных конструкций; 8) первоочередные мероприятия по усилению (в случае необходимости); 9) мероприятия по технике безопасности.

Среди перечисленных разделов заключения ключевым является вопрос о несущей способности конструкций зданий и сооружений. Ответ на него получают в результате проведения поверочного расчета несущей способности оснований и конструкций объекта, используя результаты данного обследования.

Выполняя поверочный расчет фактической несущей способности реконструируемых зданий и сооружений, нагрузки и воздействия следует принимать, руководст-

вуясь положениями норм, и уточнять на основании проведенных обследований.

Действительные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций должны быть установлены на основании определения плотности и фактических размеров элементов.

Путем случайного отбора образцов, количество которых должно быть не менее 5, рекомендуется определять нормативные нагрузки от собственного веса конструкций путем статистической обработки результатов взвешивания образцов. Этот способ целесообразен для материалов, обладающих существенной изменчивостью плотности: легких и ячеистых бетонов, засыпок, утеплителей и др. Для стали и тяжелого бетона плотность устанавливается по справочным данным.

Способ определения нагрузок от собственного веса путем установления плотности образцов предполагает их взвешивание, вычисление объема и на основании этих данных получение плотности, которая и является исходной для установления фактической нагрузки.

Нормативное значение плотности, а соответственно и нагрузки определяют по формуле

$$q = \bar{P} \pm \frac{t}{\sqrt{n}} S_q, \quad (5.1)$$

где  $\bar{P} = \sum_{i=1}^n P_i/n$  — среднее арифметическое значение результатов определения нагрузки (плотности);

$S_q = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}$  — среднее квадратичное отклонение результатов определения нагрузки (плотности);  $P_i$  — нагрузка (плотность), определенная по результатам взвешивания и обмера  $i$ -го образца;  $n$  — количество образцов;  $t$  — коэффициент, учитывающий объем выборки и определяющий доверительный интервал для среднего значения нормально распределенной случайной величины с доверительной вероятностью 0,95.

Значение коэффициента  $t$  в зависимости от количества обследованных образцов  $n$

$n$	5	6	7	8	9	12	15	20	25	30	40	50 и более
$t$	2,13	2,02	1,94	1,89	1,86	1,80	1,76	1,73	1,71	1,70	1,68	1,67

Временные длительные нагрузки необходимо устанавливать с учетом норм, с уточнением действительной схемы расположения на основании паспортных данных или рабочих чертежей, при их отсутствии — по обмерочным чертежам, а при возможности — путем взвешивания.

При определении временных кратковременно действующих нагрузок на эксплуатируемых объектах необходимо пользоваться нормативными или паспортными данными, но при этом допускается учитывать фактический характер и величину. Так, при определении вертикальных крановых нагрузок, действующих на конструкции здания, разрешается учитывать фактическое размещение кранов и приближение крановой тележки к колоннам при условии, что имеются ограничители сближения и перемещения кранов и тележек или другие гарантирующие меры ограничения зоны действия кранов.

При специальном обосновании на период производства строительных работ по реконструкции в соответствии с указаниями действующих норм по нагрузкам для периода возведения при новом строительстве допускается уменьшать значения снеговых, ветровых, гололедных и климатических температурных нагрузок и воздействий, а также принимать нормативные значения эквивалентных равномерно распределенных нагрузок от оборудования и складываемых материалов по фактическим величинам.

Проведение поверочных расчетов обследуемых строительных конструкций зданий и сооружений можно разделить на два этапа: 1) определение несущей способности отдельных элементов (расчет по предельным состояниям первой группы); 2) определение усилий в конструкциях от внешних нагрузок и воздействий, соответствующих проектному заданию на реконструкцию.

В случаях, когда конструкции выполнены в соответствии с проектом и не имеют дефектов и повреждений, при наличии технической документации, включая данные о их несущей способности, поверочные расчеты могут быть выполнены в ограниченном объеме: производят сопоставление внутренних усилий, возникающих от расчетных нагрузок, с несущей способностью конструкций, приведенной в технической документации.

Поверочные расчеты несущей способности существующих конструкций должны выполняться по данным про-



веденных обследований, т. е. учитывать фактические размеры сечений, прочностные и деформативные характеристики материалов, обнаруженные дефекты и повреждения и др.

Целесообразно выделить среди подлежащих проверке расчетом конструкций две группы: не имеющие дефектов (повреждений) и с дефектами (повреждениями), способными снизить несущую способность элементов.

Конструкции первой группы при условии их эксплуатации под проектной нагрузкой не менее 10 лет, а также в случаях, когда предлагаемые в дальнейшем изменения нагрузок не приведут к увеличению внутренних усилий ( $M, N, Q$ ), могут проверяться расчетом по нормам, действующим во время их проектирования. В противном случае расчет конструкций следует выполнять по нормам, действующим на момент обследований.

При этом необходимо внимательно относиться к выбору расчетных величин прочностных характеристик материалов, не забывая, что, например, для железобетонных конструкций класс бетона и арматурной стали и их прочностные нормативные и расчетные характеристики по действующим в настоящее время нормам установлены при обеспеченности 0,95, что соответствует технологическому уровню современных предприятий строительной индустрии и металлургической промышленности. Для определения исходных прочностных характеристик материалов, конструкций, возведенных в прошлом, необходимо воспользоваться обработкой опытных данных по методике, приведенной ниже.

В процессе обработки результатов обследований сопоставляют действительные (полученные при испытаниях) прочностные характеристики материалов конструкций с заложенными в проекте.

При этом для установления нормативных значений сопротивлений материалов по результатам испытаний, полученных в процессе обследований как для отдельных образцов, так и для испытаний, выполненных на натурных конструкциях с применением безобразцовых методов, способами, рассмотренными в § 4.4, 5.2, 5.4, 5.6 и утвержденными соответствующими ГОСТами или другими нормативными документами, используются вероятностные оценки.

Средние значения прочностных характеристик материалов, таких, как предел текучести или временное со-

противление стали, прочность бетона на сжатие, определяют по формуле

$$\bar{R}_q = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{qi}, \quad (5.2)$$

где  $n$  — количество образцов (испытаний);  $R_{qi}$  — результат, полученный в  $i$ -м испытании (образце).

Среднее квадратичное отклонение для выборки

$$S_q = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_{qi} - \bar{R}_q)^2}. \quad (5.3)$$

Нормативное значение прочностной характеристики

$$R = \bar{R}_q - \beta S_q, \quad (5.4)$$

где  $\beta$  — коэффициент, учитывающий объем испытаний и с доверительной вероятностью 0,9 определяющий нижнюю 95 %-ную допустимую границу для нормально распределенной случайной величины:

$n$	5	6	7	8	9	10	11	12	15	20	30	50 и более
$\beta$	3,34	3,04	2,90	2,69	2,58	2,50	2,44	2,39	2,78	2,16	2,04	1,94

Переход от нормативных значений сопротивлений к расчетным, а также способы перехода от определяемой прочностной характеристики (предел текучести — для стали, класс по прочности на сжатие — для бетона и др.) к другим характеристикам прочности и деформативности осуществляются в соответствии с требованиями СНиПов.

Действующими нормами по проектированию бетонных и железобетонных конструкций введена новая характеристика бетона по прочности — «класс бетона» взамен ранее принятой — «марки бетона». Взаимосвязь этих характеристик может быть осуществлена посредством использования данных, приведенных в табл. 5.3.

Условную марку бетона определяют по формуле

$$V/[0,0980665(1 - 1,64V)], \quad (5.5)$$

где  $V$  — числовое значение класса бетона, МПа; 0,0980665 — переходной коэффициент от МПа к кгс/см<sup>2</sup>;  $V$  — номинальное значение коэффициента вариации прочности бетона.

**Т а б л и ц а 5.3. Данные по соотношению между марками и классами бетона по прочности на сжатие**

Марка бетона по прочности на сжатие	Соотношение прочностей бетона соответствующим маркам и классам бетона по прочности на сжатие				
	Класс бетона по прочности на сжатие	Условная марка бетона, соответствующая классу бетона по прочности на сжатие			
		Бетон всех видов, кроме ячеистого	Отличие от марки бетона, %	Ячеистый бетон	Отличие от марки бетона, %
M15	B1			14,47	-3,5
M25	B1,5	—	—	21,70	-13,2
M25	B2			28,94	+15,7
M35	B2,5	32,74	-6,5	36,17	+3,3
M50	B3,5	45,84	-8,1	50,64	+1,3
M75	B5	65,48	-12,7	72,34	-3,5
M100	B7,5	98,23	-1,8	108,51	+8,5
M150	B10	130,97	-12,7	244,68	-3,55
M150	B12,5	163,71	+9,1	180,85	
M200	B15	196,45	-1,8	217,02	
M250	B20	261,93	+4,8		
M300	B22,5	294,68	-1,8		
M300	B25	327,42	9,1		
M350	B25	327,42	-6,45		
M350	B27,5	360,16	+2,9		
M400	B30	392,90	-1,8		
M450	B35	458,39	+1,9		
M500	B40	523,87	+4,8		
M600	B45	599,35	-1,8		
M700	B50	654,84	-6,45		
M700	B55	720,32	+2,9		
M800	B60	785,81	-1,8		

Примечание. Условная марка бетона — среднее значение прочности бетона из серии образцов (кгс/см<sup>2</sup>), приведенной к прочности образца базового размера (куба с ребром 15 см) в соответствии с ГОСТ 10180—78\*, при номинальном значении коэффициента вариации прочности бетона.

Конструкции, относящиеся ко второй группе, необходимо рассчитывать по нормам, действующим на период обследования с учетом их фактического состояния.

Часто особенности действительной работы конструкций, имеющих дефекты и повреждения, учесть прямым расчетом затруднительно. В этих случаях допускается вводить в расчет коэффициенты условий работы, которые устанавливаются научно-исследовательской или проектной организацией на основе специальных иссле-

дований и опыта эксплуатации конструкций. В качестве примера можно привести методику оценки несущей способности кирпичной кладки, имеющей повреждения, разработанную ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР.

Условие, при котором поврежденные каменные и армокаменные конструкции подлежат усилению, имеет вид

$$K_{б.п} F \geq \Phi K_{тр}, \quad (5.6)$$

где  $K_{б.п}$  — коэффициент безопасности ( $K_{б.п} = 1,7$  — для неармированной кладки,  $1,5$  — для кладки с сетчатым армированием);  $F$  — фактическая нагрузка в момент обследования;  $\Phi$  — несущая способность конструкции без учета повреждений, определяемая по фактическим значениям площади сечений, гибкости и прочности материалов кладки в соответствии с указаниями.

При этом в формулы для расчета конструкции подставляется средний предел прочности кладки  $\bar{R}$ , который при известной марке кирпича и раствора принимается равным удвоенной величине расчетного сопротивления кладки  $R$ .

Коэффициент снижения несущей способности  $K_{тр}$  каменных конструкций при наличии повреждений кладки стен, столбов и простенков вертикальными воздействиями и неравномерными осадками оснований определяют по табл. 5.4.

Задача определения усилий в несущих строительных элементах решается путем статического расчета конструкций, который осуществляется известными методами строительной механики, в том числе с использованием ЭВМ. В необходимых случаях выполняют расчет на действие динамических (технологических или сейсмического характера) нагрузок, а также проверяют устойчивость сооружения в целом и его элементов.

Важнейшим этапом расчета является установление конструктивной расчетной схемы здания или сооружения и нагрузок, наиболее отвечающих действительности. Здесь необходимо обратить внимание на фактическое исполнение узлов опирания и сопряжения элементов конструкций, на наличие и состояние связей, обеспечивающих пространственную жесткость зданий и сооружений и их элементов. Следует учесть фактические и пред-

Т а б л и ц а 5.4. Значения коэффициента снижения несущей способности кладки в зависимости от характера повреждений

Характер повреждения кладки стен столбов и простенков	$K_{тр}$ при кладке	
	неармированной	армированной
Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1	1
Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной 15...18 см)	0,9	1
То же, при пересечении не более четырех рядов кладки (длиной до 30...35 см) при числе трещин не более четырех на 1 м ширины (толщины) стены, столба или простенка	0,75	0,9
Трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие не более восьми рядов кладки (длиной до 60...65 см) при числе трещин не более четырех на 1 м ширины (толщины) стены, столба, простенка	0,5	0,7
То же, при пересечении более восьми рядов (длиной более 65 см)	0	0,5

полагаемые сочетания постоянных и временных нагрузок и другие принятые в расчете предложения.

При расчетах необходимо стремиться к выявлению скрытых резервов несущей способности элементов, существенное увеличение которой может дать учет пространственной работы конструкций, рассчитанных ранее как плоские.

В статически неопределимых конструкциях по возможности желательно учесть развитие пластических деформаций и вести расчет с учетом схемы предварительно выявленного месторасположения пластических шарниров.

В частности, в железобетонных конструкциях пластические шарниры часто появляются в узловых соединениях неразрезных ригелей с колоннами из-за недостаточности площади опорной арматуры, некачественно выполненного сварного соединения, несоосности стыкуемых арматурных стержней ригеля и колонны и др.

Некоторый запас прочности конструкции могут иметь за счет завышенных сечений, подбор которых до введения методов расчета по предельным состояниям производился по завышенным нормам нагрузок и заниженным допускаемым напряжениям.

Заключение о техническом состоянии зданий и сооружений служит основой для предварительного решения о целесообразности реконструкции строительной части объекта.

### **5.8. Предварительная оценка стоимости реконструкции и целесообразности ее проведения**

Экономическая целесообразность реконструкции и технического перевооружения действующих предприятий обеспечивается за счет сокращения капитальных вложений по сравнению с новым строительством, уменьшения расхода и интенсивности использования материально-технических, трудовых и энергетических ресурсов. В результате реконструкции может быть обеспечен прирост объема выпускаемой продукции предприятием, снижение издержек промышленного производства, обновление ассортимента и улучшение качества производимой продукции, улучшение условий труда рабочих предприятия.

В качестве основного критерия эффективности реконструкции объекта принимаются удельные капитальные вложения:

$$K_{уд} = (K_n - K_{и} + K_y) / (M_n - M_v), \quad (5.7)$$

где  $K_n$  — вновь вкладываемые вложения на реконструкцию предприятия, руб.;  $K_{и}$  — стоимость основных фондов, высвобождающихся в результате реконструкции и передаваемых для дальнейшего использования на другие участки народного хозяйства, руб.;  $K_y$  — убытки от ликвидации действующих основных фондов в результате реконструкции предприятия, включая убытки от сноса зданий, сооружений и коммуникаций, попадающих в район расширения площадей и реконструируемого предприятия, руб.;  $M_n$  — стоимость вновь вводимых мощностей, руб.;  $M_v$  — стоимость мощностей, выбывающих из производственного процесса предприятия, руб.

При проектировании реконструкции промышленных предприятий важное значение имеет выбор оптимальных вариантов проектных решений по организации и производству строительно-монтажных работ. Экономическое обоснование решений по организации реконструкции предприятий осуществляется в соответствии с «Инструкцией по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве».

Выбор варианта организации и производства реконструктивных работ осуществляется по минимуму народнохозяйственных потерь за весь период реконструкции, которые определяются размером приведенных затрат, руб.:

$$Z = C_i + E_n K_i, \quad (5.8)$$

где  $C_i$  — себестоимость (единицы или годового объема) продукции по  $i$ -му варианту реконструкции, руб.;  $E_n = 0,15$  — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений;  $K_i$  — капитальные вложения в  $i$ -й организации реконструкции, руб.

Экономическая целесообразность реконструкции жилых зданий может быть установлена путем сравнения расходов на реконструкцию с расходами на строительство нового здания такой же площади с учетом сроков их дальнейшей эксплуатации

$$C_p/V_p \leq C_n/V_n, \quad (5.9)$$

где  $C_p$  — стоимость реконструкции с учетом возможного уменьшения жилой площади;  $C_n$  — стоимость нового здания с той же жилой площадью;  $V_p$  — время службы реконструируемого здания;  $V_n$  — время службы нового здания.

Аналогичный подход возможен и к оценке эффективности реконструкции общественных зданий.

Стоимость реконструкции прежде всего зависит от степени физического и нормативного износа зданий и устанавливается по смете на разработанный проект реконструкции, в основу которого положены данные заключения о техническом состоянии объекта.

Сроки службы определяются капиталностью зданий и зависят от долговечности применяемых материалов и конструкций из них. Например для жилых зданий приняты шесть групп капиталности, в соответствии с которыми сроки службы находятся в пределах 15...150 лет.

**ПОЛУЧЕНИЕ ДАННЫХ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
РЕКОНСТРУКЦИЙ****6.1. Инженерные изыскания площадки  
реконструируемого объекта**

После принятия решения о целесообразности реконструкции зданий или сооружений может возникнуть необходимость в дополнительных инженерных изысканиях, включая геодезические, геологические и гидрометеорологические. Цель этих работ — прогнозирование общего состояния площадки объекта с учетом предполагаемых мероприятий по реконструкции (усиления строительных конструкций, перестройки и строительству новых зданий и сооружений, освоения новых технологий и других изменений условий эксплуатации).

При этом должны быть получены исходные данные для разработки проектно-сметной документации на работы по охране окружающей среды, выбору типа оснований вновь проектируемые здания и усилению существующих фундаментов, способы производства работ по отрывке котлованов, креплению их стенок и устройству фундаментов, мероприятия по уменьшению влияния вновь проектируемых сооружений на деформации существующих. Необходимо учесть возможность увеличения нагрузок на существующие фундаменты, устройства новых подвальных помещений, воздействия на основания и фундаменты агрессивных жидкостей, технологических температур и др.

*Инженерно-геологические обследования* площадки застройки производят путем бурения скважин глубиной до 10 м, диаметром до 37 мм и глубиной до 20 м, диаметром до 127 мм с помощью буровых механических (иногда ручных) установок. При этом определяют виды грунтовых пластов, наличие линз, выклинивание пластов и их распространение, а также определяют физические характеристики проходимых геологических пластов, что осуществляется, как правило, лабораторными методами. Полевые методы используют в тех случаях, когда отбор образцов требуемого качества практически невозможен или затруднен. Необходимо обратить внимание на уровень грунтовых вод, определить направление их потока, дебит и т. д.



*Инженерно-гидрогеологические изыскания* выполняются при обследовании подтопленных территорий или при угрозе подтопления.

В результате проведения инженерных изысканий с учетом данных обследования оснований и фундаментов (см. § 5.2) должны быть собраны материалы, достаточные для разработки проекта реконструкции зданий и сооружений. Они включают: 1) инженерно-геодезическую съемку площадки реконструируемого объекта со схемой расположения всех зданий и сооружений; 2) инженерно-геологические (литологические разрезы по скважинам и литологические профили по основным направлениям) разрезы участка с данными об уровнях грунтовых вод; 3) обмерочные чертежи существующих фундаментов с указанием обнаруженных дефектов и отступлений от проекта и нормативных требований (если они имеются); 4) данные о физико-механических свойствах грунтов оснований участка застройки; 5) гидрометеорологическую обстановку на рассматриваемой территории.

## **6.2. Оценка стойкости бетона к воздействиям планируемой эксплуатационной среды**

При проектировании реконструкции необходимо выполнить некоторые дополнительные исследования существующих конструкций по оценке их свойств в новых планируемых технологических условиях.

В целом строительные конструкции в процессе эксплуатации могут испытывать воздействия как технологического, так и природного происхождения.

Комплексные воздействия в различных сочетаниях, включая силовые, определяют долговечность конструкций, под которой понимается свойство конструкций сохранять требуемые качества при установленной системе технического обслуживания до наступления предельного состояния по пригодности конструкций к эксплуатации.

Рассмотрим некоторые методы, оборудование и приборы, применяемые для установления стойкости бетонов к различным воздействиям.

Стойкость бетона к попеременному замораживанию и оттаиванию, водонасыщению и высыханию, колебаниям температуры, карбонизации, химически агрессивным

средам, истиранию и другим воздействиям в большинстве случаев устанавливают путем исследования отобранных из бетона конструкций образцов в виде кубов с ребром 70 и 100 мм, а также меньших образцов 30×30×60 мм, 40×40×160 мм и др. Задача решается путем моделирования соответствующего процесса в ускоренном режиме, в том числе с использованием экспресс-методов.

*Морозостойкость бетона* устанавливают по ГОСТ 10060—87 путем циклического замораживания и оттаивания образцов в холодильных камерах с последующим определением прочностных, упругих и неупругих характеристик бетона, пользуясь стандартными методами и оборудованием. Ускоренные испытания по методу Добролюбова — Рэмера предусматривают замораживание насыщенных водой и герметизированных образцов в специальных химических растворах CaC<sub>2</sub> или этиленгликоля и оттаивание в воде.

Определение *атмосферостойкости бетона* включает исследования стойкости бетона к действию попеременного увлажнения и высушивания при изменении температуры, а также карбонизации бетона. Испытания на попеременное увлажнение и высушивание осуществляют с помощью установок, разработанных НИИЖБ, УралпромстройНИИпроектом, ЦНИЛГлавКиевгорстроя и др. Испытания заключаются в оценке известными способами на стандартном оборудовании изменения прочности и деформативности насыщенных водой образцов бетона, выдержанных в термокамере, а затем вновь увлажненных.

Глубину карбонизированного слоя бетона определяют калориметрическим методом по изменению цвета скола бетона под воздействием 0,1 %-ного спиртового раствора фенолфталеина. В местах, где сохраняется щелочная реакция, поверхность окрашивается в яркомалиновый цвет, а там, где цвет не изменился, — бетон карбонизирован. Проницаемость бетона для CO<sub>2</sub> и соответственно защитные свойства бетона по отношению к арматуре можно установить по методике НИИЖБ.

*Сопротивляемость бетона износу*, т. е. износостойкость или истираемость, определяют по ГОСТ 13087—81, подвергая бетонные образцы истиранию абразивными дисками. С этой целью используют круг истирания Боме, специально переоборудованный прибор ЛКИ-2 и др.

Эксплуатируемые конструкции, как правило, подвержены совместным воздействиям нескольких видов. Разработаны методики комплексных исследований. Так, для испытания долговечности бетона в условиях комплекса атмосферных и силовых воздействий может быть использована стационарная установка ДСМ-10, в которой образцы в нагруженном состоянии подвергаются последовательному одностороннему воздействию в климатических камерах.

### **6.3. Установление фактических динамических характеристик конструкций**

При необходимости размещения в реконструируемом здании оборудования, оказывающего на конструкции воздействия динамического характера, выполняются соответствующие специальные исследования существующих конструкций. В этом случае целесообразно произвести расчет конструкций на планируемые динамические воздействия с учетом реальных геометрических и жесткостных параметров и полученные данные сопоставить с результатами натурных динамических испытаний и нормативными требованиями. Последние для строительных конструкций устанавливают *три предельных состояния*: по прочности и выносливости конструкций; пригодности к эксплуатации из условий физиологических воздействий на человека и по возможности нормальной эксплуатации технологического оборудования.

Динамические характеристики эксплуатируемых конструкций определяют методами виброиспытаний, в основу которых положено установление возникающих от действия вибрационных или ударных нагрузок во времени линейных перемещений  $V$ , скоростей  $\dot{V}$  и ускорений  $\ddot{V}$  точек элементов конструкций и построение соответственно сейсмограмм, велосирограмм и акселерограмм. Располагая любым из этих графиков ( $V$ ,  $\dot{V}$ ,  $\ddot{V}$ ), путем дифференцирования или интегрирования можно перейти к необходимому параметру.

При проведении натурных испытаний используют приборы и оборудование, приведенные в § 3.4. Для создания вибронатурных нагрузок в натурных условиях могут быть использованы вибромашины, создающие различные по направлению, частоте и амплитуде вынужденные колебания конструкции.

#### **6.4. Представление данных для проектирования реконструкции**

Приступая к непосредственному проектированию реконструкции строительных объектов, проектная организация должна располагать необходимым для работы объемом исходных материалов, полученных в процессе обследования.

В указанный объем материалов входят: полный комплект обмерочных чертежей существующих зданий и сооружений, включая фундаменты и надземную часть; заключение о техническом состоянии существующих зданий и сооружений; результаты предварительной оценки стоимости реконструкции; результаты инженерных изысканий площадки реконструируемого объекта; задание на технологический процесс в реконструируемом производственном здании (сооружении) или на планировочные решения в жилом (общественном) здании; данные о стойкости существующих несущих конструкций к планируемым воздействиям.

# РАЗДЕЛ III

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ

### ГЛАВА 7

#### ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

#### 7.1. Нагрузки и воздействия

Нагрузки и воздействия при реконструкции, как и при проектировании новых объектов, определяются с учетом их статистической изменчивости. Значения нагрузок принимают в соответствии со СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия», а также с учетом технологических заданий, учитывающих специфику конкретного производства. При проектировании реконструкции необходимо тщательно проанализировать фактически действующие и перспективные нагрузки и воздействия, используя все возможности для обеспечения безопасной эксплуатации отдельной конструкции (сооружения) в новых условиях без усиления.

При проектировании реконструкции нагрузки в зависимости от продолжительности воздействия, так же как и при проектировании новых объектов, делят на постоянные и временные. Последние, в свою очередь, подразделяют на длительные, кратковременные и особые. *К постоянным* относятся вес несущих и ограждающих конструкций, давление и вес грунта, воздействие предварительного напряжения при усилении и т. п. *Длительная временная* — это вес стационарного технологического оборудования, давление жидкости, газов, сыпучих материалов в емкостях для их хранения, длительные температурные воздействия, определенная часть крановых и снеговых нагрузок и т. д. *К кратковременным* нагрузкам относятся вес людей, деталей, материалов и оборудования в зонах ремонта и обслуживания оборудования, определенная часть транспортной, снеговой и ветровой нагрузок, а также температурно-климатические воздействия. *К особым* нагрузкам относятся нагрузки, которые

возникают при аварийных ситуациях, сейсмические, взрывного действия, неравномерные осадки оснований при коренном изменении структуры грунта и т. п.

Нормативные нагрузки при реконструкции устанавливаются по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по наибольшим значениям, предусмотренным нормальной эксплуатацией технологического оборудования. По нормативным нагрузкам выполняется расчет конструкций по второй группе предельных состояний и оснований здания (сооружения).

Расчет конструкций на прочность и устойчивость выполняется на нагрузки, которые получают умножением нормативной на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , обычно больший единицы. С учетом  $\gamma_f$  выполняется также расчет образования трещин в железобетонных конструкциях 1-й и 2-й категорий трещиностойкости.

Конструкции должны рассчитываться с учетом реальных, в том числе наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок. Различают основные сочетания, которые включают постоянные, длительные и кратковременные нагрузки, а также особые сочетания, включающие постоянные, длительные, возможные кратковременные и одну из особых нагрузок. При расчете на основные сочетания первой группы учитывают постоянные, длительные и одну (обычно самую неблагоприятную) временную нагрузку; при расчете на основные сочетания второй группы учитывают постоянные, длительные и 2...3 кратковременные нагрузки, причем последние умножаются на коэффициент сочетаний, равный 0,9.

Расчет стен колонн, фундаментов многоэтажных зданий рекомендуется осуществлять с учетом снижения временных нагрузок на перекрытия, учитывающего степень вероятности их одновременного действия.

Снижения дополнительных нагрузок при проектировании реконструкции можно добиться за счет рационального распределения нового технологического оборудования, введения временных разгружающих элементов и устройств при демонтаже и монтаже оборудования, аргументированных ограничений на одновременное загрузку временными нагрузками больших площадей перекрытий, применением эффективной виброизоляции при динамических нагрузках и т. п.

Проектирование различных объектов реконструкции необходимо осуществлять с учетом степени ответственности

сти зданий и сооружений, которая определяется размером материального и социального ущерба при достижении конструкциями предельных состояний. Учет степени ответственности производится путем умножения расчетных нагрузок на коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n$ , который принимается:  $\gamma_n=1$  — для зданий и сооружений I класса (ТЭЦ, ГРЭС, АЭС, телевизионные башни, спортивные сооружения с большим количеством зрителей, театры, государственные архивы и т.п.);  $\gamma_n=0,95$  — для зданий и сооружений II класса (промышленные и гражданские объекты);  $\gamma_n=0,9$  — для зданий III класса (складские помещения, одноэтажные жилые дома, временные здания).

При выполнении работ по реконструкции зданий и сооружений необходимо принять меры к максимальному снижению или полному удалению временных нагрузок, а при необходимости — и части постоянной нагрузки. Если это невозможно, расчет конструкций производится с учетом фактически существующей и перспективной нагрузок. При использовании старых конструкций для монтажа нового оборудования они должны быть проверены на усиления, возникающие в процессе реконструкции. В любом случае степень разгрузки конструкций должна обеспечить безопасность выполнения работ. При недостаточной несущей способности существующих конструкций они должны быть усилены подведением временных дополнительных опор, подпорок и т.п.

Нормативные и расчетные характеристики материалов старых конструкций определяются по результатам испытаний неразрушающими или разрушающими методами. Те же характеристики для элементов усиления — по рекомендациям соответствующих норм проектирования. При этом должны учитываться соответствующие коэффициенты условий работы конструкции.

При расчете конструкций на дополнительные нагрузки необходимо учитывать существующие фактические прогибы и деформации, а также наличие трещин в сжатой и растянутой зонах, которые оказывают существенное влияние на деформативность элементов. При расчете конструкций по второй группе предельных состояний общий прогиб конструкций суммируется из существующего к моменту приложения нагрузки и дополнительного. Общий прогиб не должен превышать допустимый для проектируемого типа конструкции.

При реконструкции зданий и сооружений из железобетонных конструкций необходимо учитывать возможное перераспределение усилий за счет деформаций ползучести, а также снижение жесткости элементов при воздействии длительных статических нагрузок.

## **7.2. Особенности реконструкции промышленных зданий и сооружений**

Реконструкция промышленных зданий и сооружений, как правило, связана с расширением производства, модернизацией технологических процессов, установкой нового, более современного оборудования и т. п. Для выполнения этих работ требуется замена или усиление конструкций в максимально короткие сроки по возможности без остановки производства при минимальных затратах времени, материалов и труда.

К типичным задачам, возникающим при реконструкции промышленных предприятий, относятся: увеличение пролетов путем удаления промежуточных опор, увеличение высоты цехов, высоты и пролета помещений, несущей способности перекрытий в связи с ростом технологических нагрузок и т. п.

При выполнении работ, связанных с реконструкцией промышленных предприятий, необходимо учитывать стесненные условия их проведения, насыщенность действующим технологическим оборудованием, инженерными сетями и коммуникациями, повышенную взрыво- и пожароопасность.

Стесненность работ при реконструкции требует применения малогабаритных погрузчиков с навесным сменным оборудованием, малых экскаваторов, гидравлических установок для подъема конструкций, оборудования для вдавливания свай, разрушения стен и фундаментов, установок для сверления отверстий в железобетонных конструкциях и т. п.

Одно из основных требований при реконструкции промышленных предприятий — максимальное использование существующих конструкций, пригодных по своим прочностным и деформативным характеристикам к новым условиям эксплуатации. При этом следует стремиться к максимальному снижению дополнительных нагрузок на основание, фундаменты и существующие несущие конструкции, применению конструкции покрытия из лег-



ких сплавов, легкобетонных элементов, эффективных утеплителей и т. п.

При реконструкции промышленных предприятий должны решаться не только технологические, но и социально-экономические вопросы, связанные с совершенствованием труда рабочих и служащих, созданием оптимальных условий для высокопроизводительного производства. При реконструкции, как правило, следует избегать постройки дополнительных производственных зданий вспомогательного назначения и инженерных сооружений.

Реконструкция промышленных предприятий должна обеспечить увеличение производственной мощности за счет устранения диспропорций в технологических звеньях, внедрение малоотходной и безотходной технологии, гибких производств, сокращение числа рабочих мест, снижение материалоемкости производства и себестоимости продукции, повышение фондоотдачи и т. п.

При реконструкции промышленных предприятий должны быть учтены экологические требования, исключена загазованность и запыленность воздушной среды, снижен шум, повышены требования по пожаро- и взрывобезопасности производства.

Особенностью реконструкции промышленных предприятий с непрерывным производственным циклом является существенное влияние технологии производства на непрерывность строительно-монтажных работ. В этих условиях непроизводительные затраты времени увеличиваются в 1,5...2 раза по сравнению с новым строительством. При этом производительность труда строителей снижается на 20...30 %, в 1,5...2 раза увеличиваются простои рабочих. Учитывая это, подготовка строительного производства на каждом этапе реконструкции должна быть тщательно продумана и спланирована. Проект организации строительства должен разрабатываться в увязке с существующей технологией производства, должен быть учтен режим работы предприятия, стесненность условий ведения работ, сжатые сроки и повышенная опасность производства работ.

Остановка отдельных участков (цехов) допустима только при полном обеспечении строительно-монтажных работ соответствующими материально-техническими ресурсами и механизмами.

При реконструкции промышленных предприятий должны быть выполнены мероприятия по обеспечению

прочности и устойчивости сохраняемых и демонтируемых конструкций, а также зданий и сооружений в целом, должна быть обеспечена безопасность транспортирования строительных материалов и конструкций, разработаны мероприятия по безопасной совместной работе нескольких специализированных подразделений и существующего производства.

При производстве работ с действующими мостовыми кранов перемещение на них технологических грузов не допускается.

Работы по реконструкции в действующих цехах должны осуществляться под постоянным наблюдением инженерно-технического персонала.

### **7.3. Критерии экономичности проектных решений реконструкции зданий и сооружений**

От правильной экономической оценки конечных результатов использования капитальных вложений, направленных на реконструкцию зданий и сооружений, зависит принятие решений по выбору предпочтительного варианта. Выбор одного показателя не дает основания считать такое решение полным.

При существующей практике оценка вариантов реконструкции зданий и сооружений может производиться посредством ряда экономических показателей: условно-чистой продукции, коэффициента эффективности, использования капитальных вложений, уровня и прироста производительности труда, объема и прироста прибыли годового экономического эффекта, единовременных затрат и срока их окупаемости и ряда других показателей.

Однако оценка вариантов реконструкции объектов только с экономической стороны не является достаточной. Она требует также учета всех факторов, влияющих на различные стороны деятельности объекта. При этом цели объекта должны рассматриваться с точки зрения его переустройства посредством реконструкции, а также его развития.

В связи с тем что современные здания представляют собой объекты большой сложности, проектировщикам приходится решать трудную задачу совмещения архитектурно-строительной компоновки существующего и проектируемого производств. Поскольку при этом стои-

мость проектно-изыскательских работ мало отличается от проектирования объектов нового строительства, возможности углубленной проработки нескольких вариантов проектных решений в каждом случае резко ограничены.

Критерием экономичности проектного решения реконструкции, как правило, является сметная стоимость 1 м<sup>2</sup> (1 м<sup>3</sup>) объекта после выполнения всех работ, которая не должна превышать аналогичного показателя при новом строительстве. Исключение для этого правила может быть допущено только для объектов, имеющих историческое или художественное значение.

При оценке альтернативных вариантов реконструкции зданий одним из важнейших показателей является возможность выполнения работ без остановки производства, так как потери от прекращения или даже сокращения производства, как правило, существенно превышают затраты на строительные-монтажные работы при реконструкции.

В качестве критерия экономической эффективности того или иного (*i*-го) проектного решения при реконструкции принимается обычно минимум приведенных затрат, которые слагаются из себестоимости строительномонтажных работ  $C_i$  и капитальных вложений  $K_i$ , приведенных к годовой размерности в соответствии с установленным нормативным коэффициентом эффективности  $E_n = 0,12$  капитальных вложений в строительство:

$$Z_i = C_i + E_n K_i \rightarrow \min. \quad (7.1)$$

При выборе сопоставимых вариантов реконструкции предпочтение отдается варианту с минимальными приведенными затратами, выявленному по всему комплексу сфер проявления эффективности.

Годовой экономический эффект от реализации выбранного варианта реконструкции в одной или нескольких сферах проявления эффекта (объем и качество выпускаемой продукции, затраты на реконструкцию и эксплуатацию зданий и т. д.) определяется сравнением приведенных затрат по вариантам:

$$\mathcal{E} = Z_1 - Z_2 = (C_1 + EK_1) B_1 - (C_2 + EK_2) B_2, \quad (7.2)$$

где  $\mathcal{E}$  — годовой экономический эффект (+) или потери (—) от реализации сравниваемых решений, руб.;  $Z_1$  и  $Z_2$  — приведенные затраты единицы продукции или

строительно-монтажных работ по сравниваемым проектным вариантам, руб.;  $C_1$  и  $C_2$  — себестоимость единицы продукции или работ, производимых по сравниваемым проектным вариантам, руб.;  $K_1$  и  $K_2$  — удельные капитальные вложения по сравниваемым техническим решениям (конструкциям, оборудованию, транспорту и т. п.) на единицу продукции или работ, руб.;  $B_1$  и  $B_2$  — годовой объем продукции или работ, принятый в расчетном году в натуральных единицах.

В зависимости от конкретности поставленных задач экономический анализ проектных решений должен использовать показатели и методики их определения, приведенные в соответствующих справочно-нормативных источниках.

## ГЛАВА 8

### ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

#### 8.1. Усиление оснований

При проектировании объектов реконструкции необходимо выполнить проверку влияния возводимых сооружений на осадки существующих. При ленточных и столбчатых фундаментах эту проверку можно не производить, если грунты основания в пределах сжимаемой толщи имеют средний модуль деформаций  $E \geq 15$  МПа и расстояние между краями новых и существующих фундаментов  $l \geq 0,25 H_c$ , где  $H_c$  — глубина сжимаемой толщи, определенная в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01—83. Если фундамент нового сооружения выполнен из сплошной плиты, расчет дополнительных осадок существующих зданий не производится при  $E \geq 30$  МПа и  $l \geq 0,5 H_c$ .

Для исключения влияния вновь возводимых сооружений на существующие рекомендуется выполнять раздельные стенки, консольные фундаменты, рационально размещать новые фундаменты относительно существующих. В этом случае расчет влияния новых сооружений на существующие не производится.

Новые фундаменты, как правило, необходимо закладывать на одной отметке с существующими. При заложении новых фундаментов ниже существующих необходимо соблюдать соответствующие требования главы

СНиП 2.02.01—83 по проектированию оснований зданий и сооружений. При невозможности соблюдения этих требований до отрывки котлована должны быть выполнены ограждения в виде шпунта, свай, «стена в грунте», которые обеспечивают устойчивость основания существующего фундамента. Закрепление грунтов возможно также с помощью химических методов (силикатизации, смолизации), цементизацией и термическим обжигом.

При выполнении реконструкции сооружений, расположенных на подрабатываемых территориях или на просядочных грунтах, необходимо обратить особое внимание на надежное опирание и крепление плит покрытия и перекрытий, стропильных конструкций, подкрановых балок, стеновых панелей, связей, а также на правильное выполнение деформационных швов.

При увеличении нагрузок на существующие фундаменты рекомендуется также устройство ограждающей конструкции из свай или шпунтов. При этом не допускается отрыв подошвы фундамента от основания.

Устройство свай (шпунтов) для усиления основания не рекомендуется в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых при показателе текучести  $J_h = 1$ , илах, торфах и т. п.).

*Силикатизация* усиливаемого основания применяется при пылевато-глинистых грунтах со степенью влажности не выше 0,75, а также в насыпных и песчаных грунтах. Этот метод особенно эффективен при невозможности остановки технологического процесса, а также в аварийных ситуациях и при стесненных условиях производства работ по усилению оснований и фундаментов. Укрепление основания силикатизацией не допускается в грунтах, пропитанных нефтяными продуктами и маслами.

Укрепление грунтов *термическим способом* рекомендуется в глинистых грунтах с числом пластичности  $J_p = 0,05 \dots 0,20$  при условии, если они расположены выше установившегося уровня грунтовых вод.

При устройстве по периметру фундамента ограждающей конструкции из свай или шпунтов несущая способность основания существенно возрастает. Это происходит за счет трения между грунтом и ограждением, в результате часть вертикальной нагрузки от грунтового ядра передается на сваи (шпунты). Последние, в свою очередь, вовлекают за счет трения по боковой поверхности массив грунта, окружающий стенки, причем зона вовлекаемого

в работу грунта линейно возрастает с глубиной под углом  $\varphi/4$  (рис. 8.1).

Кроме того, часть вертикальной нагрузки от фундамента передается через ограждение на грунты, лежащие ниже свай (шпунтов), которые, как правило, имеют значительно более высокое допустимое давление, чем грунт

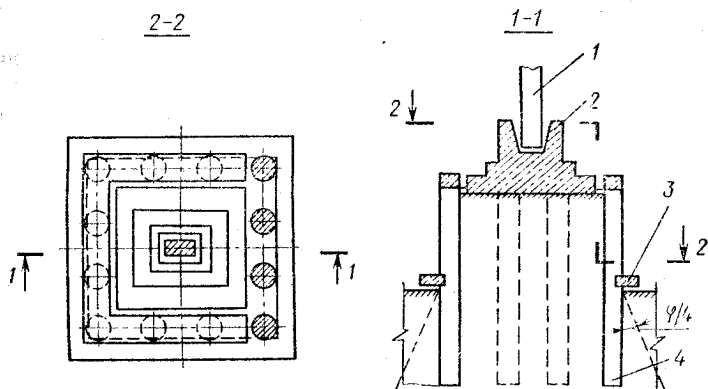


Рис. 8.1. Усиление основания ограждающими сваями:  
1 — колонна; 2 — фундамент; 3 — обвязочная балка; 4 — сваи усиления

под подошвой фундамента. При устройстве ограждения следует стремиться к тому, чтобы расстояние между сваями (шпунтом) и обрезом усиливаемого фундамента было минимальным из условия производства работ. Расстояние между осями свай определяется из условия, что грунт в момент продавливания переходит в пластическое состояние.

При сплошном расположении свай (шпунтов) ограждение рассчитывается по методике, аналогичной расчету силосных емкостей. При этом коэффициент бокового давления  $\lambda_y$  принимается для одного и того же грунта постоянной величиной, не зависящей от глубины ( $\lambda_y = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) < 1$ ).

При ограждении из одиночных свай последние рассчитываются на горизонтальную нагрузку в соответствии с рекомендациями СНиП II-17—77. В этом случае сваи принимаются идеально упругими, а грунт идеализируется (имитируется) винклеровым основанием с коэффициентом постели, линейно возрастающим по глубине. Не-

сушая способность усиливаемого основания определяется максимальной горизонтальной нагрузкой на ограждающую конструкцию (сваю).

При усилении основания контурным ограждением рекомендуется устройство по верху ограждения обвязочной балки. Это приводит к снижению перемещений свай и изгибающих моментов по их длине, в результате несущая способность усиления существенно возрастает.

## **8.2. Восстановление гидроизоляции и влажностного режима**

Нарушение гидроизоляции и влажностного режима является причиной многочисленных дефектов как отдельных конструкций, так и зданий и сооружений в целом, устранение которых требует больших затрат.

Отсутствие дренажа или его некачественное выполнение (заиливание, засорение) приводит к затопливанию подвалов, подмыву и просадкам фундаментов.

Некачественная гидроизоляция подземных частей здания, находящихся ниже уровня грунтовых вод, также приводит к затопливанию помещений, усложняет их эксплуатацию и наносит большой ущерб оборудованию, материальным ценностям и строительным конструкциям. Опыт эксплуатации подземных сооружений показывает, что проникновение грунтовых вод происходит обычно через неплотности в бетоне в местах примыкания стен к днищу, где чаще всего происходят перерывы в бетонировании, в результате которых ухудшается сцепление нового и старого бетона. Протечки могут происходить также в местах расположения закладных деталей, смотровых люков и т. п. В то же время при качественном выполнении монолитный железобетон обеспечивает надежную защиту от проникновения грунтовых вод, о чем может свидетельствовать многолетний опыт эксплуатации тоннелей метрополитена, расположенных под реками и водоемами, морских судов, доков и шлюзов.

Надежность гидроизоляции подземной части сооружений проверяется по наличию влаги, воды внутри подвала, а для емкостей — по падению уровня жидкости от проектной отметки. Емкость считается водонепроницаемой, если потери жидкости на третьи сутки с момента окончания заполнения не превышают 3 л на 1 м<sup>2</sup> смачиваемой поверхности.

Восстановление гидроизоляции и влажностного режима в подземных сооружениях достаточно трудоемко, так как в отличие от наземных частей здания обнаружение этих дефектов встречает серьезные трудности. Сырость и протечки могут появляться в одном месте, а дефекты, их вызвавшие, — в другом.

Как правило, стены подвалов выполняются из кирпичной кладки или бетонных блоков и имеют большое количество швов, которые не обеспечивают их водонепроницаемость. Оклеенная наружная гидроизоляция служит обычно недолго, разрушаясь под действием грунтовых вод. Особенно опасно нарушение гидроизоляции при воздействии агрессивных грунтовых и техногенных вод.

Борьба с сыростью осуществляется путем улучшения воздухообмена, устройством приточно-вытяжной вентиляции, отвода атмосферных вод, организованного водоотвода с кровли, соответствующей планировки территории вокруг здания, ремонта отмостки и т. п. При значительных дефектах необходимо заново устраивать гидроизоляцию с внешней стороны стен, предварительно тщательно очистив их от грунта. Эффективным средством гидроизоляции стен является устройство глиняного замка в виде послойно уложенной и уплотненной мятой жирной глины шириной 30...40 см.

Восстановление гидроизоляции возможно также путем инъекции цементного раствора с внешней стороны в местах предполагаемых протечек. Инъектирование производится водоцементным раствором (без песка), чтобы состав не отфильтровывался в порах грунта и мог проникать во все пустоты кладки.

Достаточно эффективным средством гидроизоляции стен подвала, имеющих недостаточную толщину, является устройство утолщенной цементной штукатурки или железобетонной рубашки толщиной 10...15 см. Перед выполнением этой работы с внешней стороны устраивают водопонижение или отводят поступающую воду через специальные трубки.

Восстановление внешней гидроизоляции при реконструкции осуществляется наклейкой 3...4 слоев гидроизола, проклеенных стеклотканью.

Чтобы защитить наклеенную гидроизоляцию от механических повреждений при обратной засыпке грунта, ее обычно защищают кирпичной кладкой в 0,5 керамичес-



кого кирпича пластичного прессования или асбестоцементными листами.

При реконструкции строительных объектов особое внимание следует уделять надежной гидроизоляции кровли, которая в большей степени, чем остальные элементы здания, подвергается неблагоприятным атмосферным воздействиям. Дефекты кровель приводят к увлажнению всех конструкций здания и снижению их эксплуатационной надежности. Эти дефекты вызывают обрушение карнизов, штукатурки фасадов. Причиной появления дефектов, в частности, в металлических кровлях является их плохое содержание (отсутствие периодической покраски, которую надо производить раз в 3...4 года), неисправности воронок, водосточных труб и т. д.

В рулонных кровлях нарушение гидроизоляции происходит вследствие неровностей основания, некачественных водоразделов и т. п., что приводит к образованию ям, застою воды, льда, вспучиванию и постепенному разрушению покрытия. Под воздействием солнечной радиации часто происходит сползание мастики в местах значительных уклонов (опорные части ферм, места примыканий к стенам, парапетам, вентиляционным шахтам, температурно-осадочным швам и др.).

Значительные дефекты в кровлях возникают в цехах с повышенной влажностью (бетоносмесительных узлах, местах расположения пропарочных камер, банях и т. п.), где конденсируется пар на потолочной поверхности, происходит увлажнение бетона и вследствие капиллярного подсоса увлажняется утеплитель кровли. В результате снижения теплоизоляционных свойств происходит постепенное разрушение плит покрытия, коррозия арматуры, отслоение защитного слоя и даже обрушение конструкции.

Устранение указанных дефектов достигается устройством эффективной принудительной вентиляции, снижением утечек пара, гидрозащитой внутренних поверхностей плит пленочным покрытием, гидрофобизацией и т. п.

### **8.3. Улучшение внешнего вида зданий**

Повреждения наружных стен происходят из-за систематического воздействия влаги, попеременного замораживания и оттаивания, выветривания поверхностного слоя. Значительный ущерб внешнему виду зданий могут

принести подземные работы, которые проводятся без соответствующих охранных мероприятий вблизи объектов.

Основными причинами повреждений внешнего вида зданий является применение в одной и той же кладке разнородных по прочности, водопоглощению, морозостойкости и долговечности материалов (силикатный кирпич, шлакоблоки и т. п.), различная деформативность несущих продольных и самонесущих торцевых стен, нагруженных поперечных и ненагруженных продольных стен, использование силикатного кирпича в помещениях с повышенной влажностью (банях, саунах, плавательных бассейнах, душевых, моечных и т. п.), ослабление перевязки, утолщение швов, недостаточное опирание несущих конструкций, отклонения по вертикали и значительные эксцентриситеты, промерзание раствора и превышение расстояний между температурно-усадочными швами, увлажнение карнизов, парапетов, архитектурных деталей, балконов, лоджий, штукатурки стен и других выступающих частей здания, нарушения при зимней кладке и т. п.

Мероприятия по устранению этих дефектов и улучшению внешнего вида здания устанавливаются в каждом конкретном случае.

При деформациях стен, вызванных неравномерными осадками фундаментов, и появлении в них трещин необходимо принять меры по отводу воды от здания, выполнить водонепроницаемые отмостки и затем заинъецировать трещины водоцементной смесью. При необходимости рекомендуется также выполнить обжатие стен металлическими тяжами, отштукатурив их затем по металлической сетке.

Как уже отмечалось, большинство дефектов в зданиях и сооружениях, возводимых из кирпича, связано с выполнением работ в зимнее время. При качественном растворе и при его своевременной укладке он способен набирать прочность и при отрицательных температурах. Некачественный же раствор при твердении на морозе снижает прочность на 30...50 %. Он обладает рыхлой структурой, впитывает при оттаивании талую воду, еще более разрыхляется и существенно снижает прочность кладки, а также ухудшает ее внешний вид.

Необходимо также отметить, что оттаивание раствора в весенний период происходит неравномерно: более интенсивно нарастает прочность раствора в тех частях здания, которые обращены на юг, в последнюю очередь

оттаивает раствор в подвальных помещениях. Это приводит к перераспределению нагрузок на конструкции стен и появлению дополнительных трещин в кладке.

Мелкие дефекты в кладке (трещины, отслоения) заделываются цементными растворами с добавлением полимеров.

При реконструкции зданий часто возникает необходимость в ремонте и восстановлении штукатурки фасадов и внутренних стен при появлении в них трещин, раковин, отслоений и т. п. Дефекты в штукатурке вызваны плохим качеством раствора, выполнением работ при низких температурах, неблагоприятными условиями твердения и т. п. Известны многочисленные случаи обрушения больших участков штукатурного слоя толщиной 40... 60 мм, который образовался в результате периодического нанесения нового штукатурного слоя без очистки предыдущего. Обрушения штукатурки происходят также при протечках на междуэтажные и чердачные перекрытия.

При мелком ремонте штукатурки возникшие в ней трещины расшивают и зашпаклевывают, при значительных дефектах штукатурку полностью удаляют и оштукатуривают заново; при этом особое внимание уделяют обеспечению сцепления штукатурного слоя с несущими элементами перекрытия. Для этого к железобетонным перекрытиям крепят сетку (к арматуре плит и к штырям, забитым в швы между плитами), при деревянных перекрытиях забивают гвозди, по которым натягивают тонкую проволоку. В связи со сложностью выполнения этих работ для ремонта штукатурки часто используют подшивные материалы — оргалит, гипсокартонные листы, деревянную декоративную обшивку, листовые материалы из легких сплавов.

Фасады многих зданий облицованы естественными каменными материалами, керамическими плитками или лицевым кирпичом. При некачественном закреплении облицовки металлическими скобами и цементным раствором происходит их выпадение, что часто приводит к несчастным случаям. Причиной отслаивания облицовки является попадание влаги в швы между камнями и за облицовку, попеременное замораживание ее и оттаивание. Ремонт плохо закрепленной облицовки выполняется путем установки ее на тонком слое раствора и закреплении пиронами-штырями, которые проходят через тело облицов-

ки и заглубляются в кладку на 8...10 см. Просверленные отверстия с лицевой стороны заделывают раствором на белом цементе состава 1 : 3 : 1,5 (цемент : песок : известняковый песок).

В промышленных и административных зданиях часто применяют легкобетонные стеновые панели, облицованные керамическими плитками непосредственно на заводе в процессе формовки. Однако при загрузке форм бетонной смесью металлические скобы-анкеры, которые должны крепить облицовочные плиты к телу бетона, часто смещаются со своего первоначального положения или вообще выпадают, что приводит затем к нарушению их анкеровки и выпадению облицовочных плит. Ремонт таких фасадов достаточно трудоемок, требует сверления плит, установки пиронов или приклейки плит к бетонной поверхности синтетическим клеем.

Дефекты фасадов часто связаны с загрязнением атмосферы, что приводит к потере первоначального вида, закопчению, потускнению поверхности. Очистка таких фасадов обычно осуществляется одновременно с их ремонтом. Эффективным средством очистки является применение пескоструйных аппаратов, гидросмыв, мокрая очистка мягкими тряпками, щетками и т. п.

Улучшения внешнего вида зданий возможно добиться путем их улучшенной штукатурки и колерной покраски, облицовкой керамической плиткой, устройством новых балконов, декоративных экранов и т. п. В последние годы в нашей стране при реконструкции центральной части крупных городов серьезное внимание уделяется восстановлению исторического облика города, его традиционного национального колорита, что способствует улучшению внешней среды проживания человека, а также сохранению и приумножению культурных ценностей.

#### **8.4. Замена и усиление крыш, перегородок и других элементов**

При реконструкции старых жилых, общественных и промышленных зданий часто возникает необходимость в усилении или полной замене кровли, которая может быть односкатной, двускатной, вальмовой, полувальмовой, мансардной и других типов. Несущие конструкции таких кровель, как правило, выполняют из дерева, а ограждающие — из листовой стали, асбестоцементных волнистых

листов, плоских плиток, черепицы. Угол наклона кровли зависит от вида покрытия, архитектурных и климатических требований.

При большом износе кровли и ее полной замене рекомендуется применять железобетонные конструкции — стропила, прогоны, крупноразмерные плиты; при частичной замене и ремонте только несущих конструкций крыш — деревянные дощатые стропила индустриального изготовления.

Сборные конструкции деревянных стропил применяют для угла наклона ската  $22...30^\circ$  при расстоянии между несущими стенами от 4 до 8 м, шаг стропил — 1,5 м. Стропильные ноги выполняют из двух досок сечением  $5 \times 18$  см, скрепленных гвоздями диаметром 5 мм, длиной 150 мм. Стропильная нога упирается в мауэрлат из доски сечением  $5 \times 18$  см, длиной 70 см.

Железобетонные конструкции кровли обеспечивают ее максимальную долговечность, поэтому их следует рекомендовать при полной замене покрытия. В качестве несущих элементов кровли могут применяться железобетонные тавровые стропила, которые укладывают одним концом на наружную стену, а другим — на коньковый железобетонный прогон, расположенный на кирпичных столбах средней продольной стены здания. При отсутствии продольных стен железобетонные стропила опираются на наружные стены и соединяются затяжкой из круглой стали. Шаг стропил — 1,5...2 м, по ним располагаются деревянные бруски обрешетки сечением  $60 \times 60$  мм, которые крепятся к стропилам хомутами.

В качестве несущих элементов из железобетона применяют тавровые панели пролетом 6...8 м, шириной 600 мм с высотой ребра от 200 до 240 мм или железобетонные ребристые укрупненные панели шириной 1,5 м, пролетом 5...8 м.

В качестве стропильных конструкций для вновь проектируемых или реконструируемых кровель Харьковским инженерно-строительным институтом разработаны «скелетные» плиты покрытий со сниженной материалоемкостью (рис. 8.2).

Эффективным материалом для несущих и ограждающих конструкций при реконструкции кровель являются армоцементные тонкостенные пространственные конструкции или элементы из мелкозернистого бетона. Разра-

ботаны и применяются армированные панели таврового сечения пролетом до 8,85 м, шириной 1500 мм.

Имеется положительный опыт (более 20 лет) эксплуатации покрытий из стеклопластиковых панелей, обладающих светопрозрачностью, долговечностью, малой массой, удобных для транспортировки, укладки и крепления.

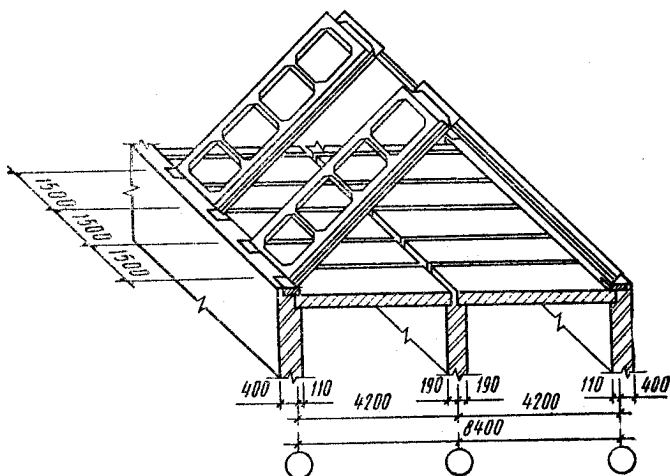


Рис. 8.2. Стропильные конструкции из «скелетных» плит

Нормальная эксплуатация кровель из рулонных материалов возможна при периодическом восстановлении эластичности. Ремонт рулонных кровель при реконструкции сводится к окраске их теми же смолистыми материалами, которые входят в состав пропитанного картона, восстановлению покрытия в местах разрушения, отслоения или механического повреждения. Отслоившиеся участки кровли приклеивают к очищенному от грязи основанию на соответствующей мастике, при вспучивании рулонное покрытие крестообразно разрезают до основания, затем все слои отгибают, очищают, тщательно приклеивают мастикой, а сверху заклеивают разрез рубероидом. Наклейка рубероида производится при температуре мастики не ниже 160 °С.

При реконструкции зданий различного назначения часто возникает необходимость в перепланировке помеще-

ний, что связано с устройством новых перегородок. При этом применяют как мелкогазобетонные конструкции перегородок из гипсо- и шлакобетонных блоков, так и каркасные перегородки из гипсо- и древесноволокнистых плит, а также гипсобетонные и железобетонные панели на комнату.

Каркасные перегородки выполняют из деревянных стоек сечением  $5 \times 5$  см, верхней и нижней обвязок из брусков  $4 \times 8$  см и гипсоволокнистых плит размером  $120 \times 300 \times 40$  мм. Такие перегородки имеют хорошую гвоздимость и звукоизоляцию.

Гипсобетонные перегородки имеют высоту до 3 м и длину до 6 м. Их изготавливают из гипсобетона с плотностью до  $1,25 \text{ т/м}^3$  и из бетона класса В2,5. Для обеспечения жесткости и прочности перегородки армируют брусками сечением  $40 \times 25$  мм по контуру и ромбической решеткой из брусков сечением  $25 \times 15$  мм.

Перегородки между комнатами устанавливают непосредственно на железобетонные плиты перекрытия, а междуквартирные, которые состоят из двух рядов панелей с зазором 40 мм, — на специальные железобетонные балки.

Нередки случаи появления трещин, деформаций или полного разрушения перегородок из мелкозернистых элементов, возведенных в подвальных помещениях. Причиной таких дефектов, как правило, является возведение таких перегородок прямо на бетонной подготовке или чистому полу, на насыпных грунтах, которые при затоплении подвалов техногенными водами дают дополнительную просадку. Аналогичные дефекты вызывает устройство перегородок на сmerzшихся грунтах, которые оседают при оттаивании.

Для устранения небольших дефектов рекомендуется выполнять местное уплотнение грунта с втрамбовкой в него щебня и крупнозернистого песка. Для этой цели в грунт рядом с перегородкой забивают обрезки стержней или труб диаметром 30...50 мм, поверх которых втрамбовывают щебень или тощий бетон. Затем перегородки крепят цементным раствором. При значительных дефектах перегородки полностью разбирают и выполняют новые по уплотненному основанию.

## 8.5. Устранение дефектов конструкций

При строительстве зданий и сооружений и их эксплуатации могут возникать различные дефекты и отклонения, которые не представляют непосредственной опасности для эксплуатации объекта, однако ухудшают его внешний или внутренний вид, а при длительном принятии мер по их устранению могут привести к аварийной ситуации.

Бетонные и железобетонные конструкции относятся к одним из наиболее долговечных материалов, однако бетон, как и другие строительные материалы, не является универсальным, так как обладает низкой прочностью на растяжение и рядом других недостатков. Кроме того, брак при выполнении бетонных работ и неблагоприятные условия эксплуатации также могут привести к различным дефектам, которые ухудшают эксплуатационные характеристики конструкций и могут вызвать их разрушение.

Одним из наиболее существенных дефектов железобетонных конструкций является коррозия арматуры. Защита арматуры от коррозии в железобетоне обеспечивается гидроксидом кальция, который образуется при гидратации цементной массы. Однако надежность такой защиты зависит от толщины и плотности бетонного защитного покрытия, от содержания в нем гидроксида кальция и интенсивности диффузии через защитный слой бетона вредных агрессивных воздействий.

Производство ремонтных работ при поверхностных разрушениях бетона сводится к удалению всего разрушенного или частично ослабленного участка, очистке его от грязи и пыли и восстановлению этого участка торкретбетоном с установкой при необходимости дополнительной арматуры. При мелких дефектах используют растворы с применением полимеров, синтетические смолы, пленки из полимерных материалов и т. п. Обнаруженные раковины и пустоты инъецируются цементным раствором под давлением. Как правило, эти места расположены в труднодоступных зонах, а также на участках, насыщенных арматурой.

Дефекты монолитного бетона часто связаны с замораживанием раннего бетона при зимнем бетонировании. В этом случае резко снижается способность бетона к росту прочности, наблюдается его шелушение, разрыхление,



а при больших нагрузках — значительные деформации и разрушения. Устранение дефектов зимнего бетонирования сводится к вторичной тепловлажностной обработке («оживлению») затвердевшего бетона, заделке, зачеканке или инъецированию зазоров и пустот, устройству усиления в виде обоям, расчистке отслоившейся и ослабленной поверхности, торкретированию или оштукатуриванию по сетке и т. п.

Дефекты в сборных железобетонных конструкциях могут быть вызваны как некачественным изготовлением самих конструкций, так и плохой заделкой швов и некачественной их герметизацией.

Плохое качество стыков и швов между стеновыми панелями, блоками, плитами и настилом перекрытий, платформенных стыков приводит к потере тепла, продуваемости, промерзанию, увлажнению и снижению теплозащитных качеств здания.

Устранение этих дефектов осуществляется путем заполнения швов бетоном или раствором соответствующего состава и консистенции, послойной зачеканкой ударным способом, затиркой поверхности или обетонированием. Для качественной заделки швов они должны быть предварительно тщательно очищены от грязи, пыли, ржавчины, отслоившихся частей, что достигается продувкой сжатым воздухом, промывкой водой под давлением и т. п.

Практика эксплуатации многих крупнопанельных жилых зданий показала, что из-за повышенной плотности легкобетонных стеновых панелей их теплозащитные свойства недостаточны, что приводит к охлаждению помещений, отсыреванию и потемнению ограждающих конструкций. Для устранения этих дефектов применяют внутреннее утепление стен цементно-фибrolитовыми плитами, устройство по контуру помещений и в местах примыкания стен к перекрытиям обогревательного контура, подключенного к системе отопления, внутреннее оштукатуривание стен теплым раствором (например, с заполнителем из керамзитового песка) толщиной 30 мм. Перед выполнением этих работ стены должны быть тщательно высушены лампами инфракрасного излучения и на них при необходимости выполнена насечка.

В промышленных зданиях с механическим оборудованием, установленным на междуэтажные железобетонные перекрытия, часто происходит промасливание бето-

на перекрытия. Промасливание происходит при плохом качестве гидроизоляции, отсутствии под станками металлических поддонов маслосборников, низкой плотности бетона перекрытий. Это приводит к загрязнению выпускаемых изделий и оборудования на нижележащих этажах, мешает производству, требует в исключительных случаях подвески под перекрытиями маслоуловителей из пластика и устройства маслоотводящих лотков. Протечки масла происходят обычно через швы сборных плит, плотный же бетон, как правило, не пропускает масла.

Экспериментальные исследования показали, что при длительном промасливании прочность бетона снижается на 30 % и более. При незначительном снижении прочности обычно разбирают существующий «пирог» гидроизоляции и выполняют новый, более эффективный, устанавливают механическое оборудование в металлические кофры-маслосборники и т. п. При более значительном снижении прочности железобетонного перекрытия (на 50 % и более) его полностью разбирают и заменяют новым.

## ГЛАВА 9

### ЗАМЕНА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 9.1. Конструкции для замены перекрытий

К конструкциям реконструируемых перекрытий предъявляются требования прочности, жесткости, огнестойкости, тепло- и звукоизоляции. Кроме того, они должны быть экономичны и просты в монтаже. В наибольшей степени этим требованиям отвечают железобетонные перекрытия, однако их применение при реконструкции вызывает определенные трудности, так как конфигурация старых реконструируемых зданий не отвечает принятой в настоящее время унификации промышленных конструкций.

При ремонте или полной замене перекрытия особую сложность вызывает сопряжение новых перекрытий со стенами. На существующие стены, ослабленные оконными и дверными проемами, гнездами от старых балок и повреждениями кладки, как правило, невозможно обеспечить непрерывное опирание железобетонного настила.

Необходимость замены перекрытий при реконструк-

ции чаще всего связана с существующими в старых зданиях деревянными перекрытиями. В малоэтажных зданиях, а также при значительном износе дома замена деревянных перекрытий на более долговечные нецелесообразна. При ремонте таких перекрытий удаляют дефектные балки, а там, где не обнаружены грибки или жучки, балки усиливают наращиванием или протезированием (заменяют пораженные участки специальными накладками). При ремонте деревянных перекрытий необходимо тщательно антисептировать как сохранившиеся, так и новые деревянные конструкции. Существенного повышения звукоизоляции деревянных перекрытий в сочетании с защитой от влаги можно добиться смазкой слоя толщиной 2...3 см из мятой глины, отощенной песком. Эффективна смазка из импрегнированной глины (глина — 5 частей, песок — 2, опилки — 6, смола — 1, вода — 2 части). Потолок в этом случае выполняют из листового материала или мокрой штукатурки.

Относительно высокой огнестойкостью обладают легкобетонные перекрытия по деревянным балкам. Перекрытия выполняют из шлакобетонных блоков с плотностью 600...700 кг/м<sup>3</sup> или из гипсовых реек. Особое внимание при ремонте деревянных перекрытий следует уделять местам опирания балок на стены. В этих местах возможно попеременное замораживание — оттаивание, образование конденсата и, как следствие, гниение балок. Для сохранения опорных частей балок гнезда утепляют войлоком или деревянным коробом, заполненным раствором. При толщине стен более 51 см устраивают продухи.

При капитальном ремонте или полной реконструкции объекта предпочтение отдают железобетонным перекрытиям, которые бывают балочного типа (при реконструкции локальных участков) и из сборных настилов. Перекрытия балочного типа состоят из железобетонных прогонов таврового или рельсового сечения пролетом от 3 до 7 м, высотой от 180 до 320 мм. По нижним полкам прогонов укладывают корытообразные легкобетонные плиты шириной 0,5...0,7 м. Поверх балок монтируют плоские легкобетонные плиты аналогичных размеров. Получили также распространение перекрытия по железобетонным балкам-настилам двутаврового сечения пролетом до 8 м, высотой 220...300 мм, нижняя полка которых имеет ширину 500 мм, образуя плоский потолок (рис. 9.1...9.4).

Эффективными решениями при замене перекрытий

являются сборно-монолитные варианты. Основными несущими элементами при таких решениях являются железобетонные балки прямоугольного или трапециевидного сечения, установленные с шагом 500...750 мм, по которым укладывают легковесные пустотные блоки со скосами

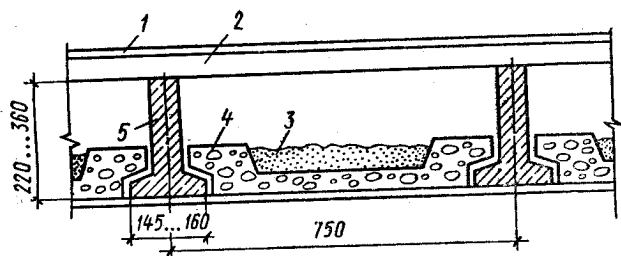


Рис. 9.1. Конструкции для замены перекрытий с железобетонными прогонами таврового сечения:

1 — дощатый пол; 2 — деревянные лаги; 3 — утеплитель; 4 — легковесная плита-вкладыш; 5 — железобетонный прогон таврового сечения

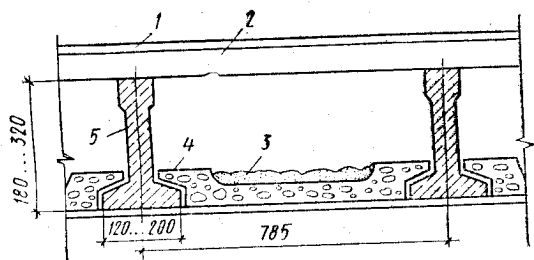


Рис. 9.2. Конструкции для замены перекрытий с железобетонными прогонами двутаврового сечения:

1 — дощатый пол; 2 — деревянные лаги; 3 — утеплитель; 4 — легковесная плита-вкладыш; 5 — железобетонный прогон двутаврового сечения

на продольных гранях. Зазоры между балками и блоками заполняют бетоном класса В10, В15. При недостаточной несущей способности балок в швы между ними и блоками дополнительно устанавливают плоские арматурные каркасы. Вместо железобетонных балок могут применяться металлические балки таврового или двутаврового сечения (рис. 9.5).

В качестве сплошных сборных настилов при реконструкции жилых и общественных бескаркасных зданий используют одно- и двухпустотные предварительно напряженные железобетонные плиты пролетом 4...7,6 м, шириной

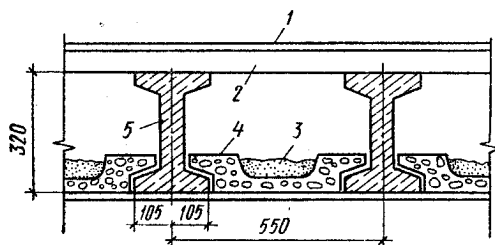


Рис. 9.3. Конструкции для замены перекрытий с железобетонными прогонами швеллерного типа:

1 — дощатый пол; 2 — деревянные лаги; 3 — утеплитель; 4 — легковесная плита-вкладыш; 5 — железобетонный прогон швеллерного типа

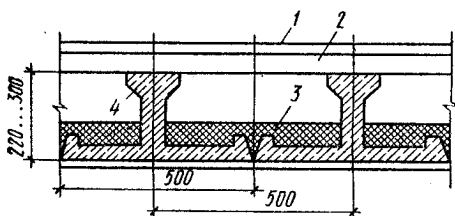


Рис. 9.4. Конструкции для замены перекрытий с железобетонными балками-настилами двутаврового сечения:

1 — дощатый пол; 2 — деревянные лаги; 3 — утеплитель; 4 — балка-настил

ной 0,5...1,0 м, высоту которых принимают 220 мм. Настилы имеют круглые или овальные (близкие к прямоугольным) пустоты, их изготавливают из бетона классов В20...В25, предварительно напряженная арматура — высокопрочная проволока класса Вр-II или стержневая классов А-IV, Ат-V и др. Настилы заделывают в вырубленные борозды стен глубиной 120...130 мм на тщательно выровненную цементным раствором и пронивелированную поверхность. При этом необходимо обеспечить связь нового настила с существующими стенами, что достига-

ется заделкой в швы между плитами анкеров диаметром 12 мм, соединенных со штырями диаметром 20...24 мм, предварительно заанкеренными в кладку. Анкеры устанавливаются через два элемента.

При невозможности устройства сплошных борозд в стене для опирания настила применяют предварительно напряженные пустотные плиты с выпускными ребрами, которые устанавливают в гнезда кладки (рис. 9.6).

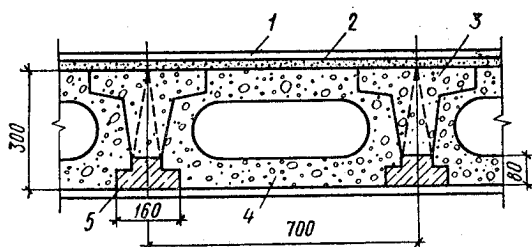


Рис. 9.5. Сборно-монолитные конструкции для замены перекрытий:

1 — пол; 2 — шлакобетон; 3 — монолитный железобетон; 4 — легкобетонный вкладыш; 5 — железобетонный прогон неполного сечения

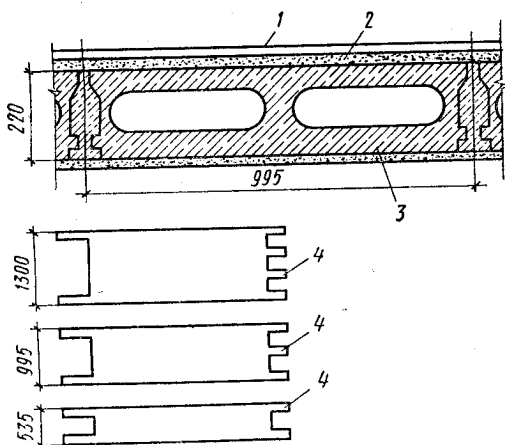


Рис. 9.6 Сборные железобетонные пустотные настилы для замены перекрытий:

1 — пол; 2 — шлакобетон; 3 — пустотный настил; 4 — пустотные плиты с выпускными ребрами

В каркасных зданиях замену перекрытий осуществляют обычными серийными ребристыми или пустотными плитами, которые выпускаются строительной индустрией практически всех регионов страны.

При реконструкции зданий и сооружений существенно важным является максимально возможное снижение массы перекрытий, что достигается применением легкобетонных (керамзит, аглопорит, азерит) конструкций, панелей из ячеистого бетона и керамических блоков.

## **9.2. Облегченные конструкции покрытий**

При реконструкции часто возникает задача замены покрытий в производственных зданиях с тяжелым режимом эксплуатации. К ним относятся сельскохозяйственные объекты различного назначения, химические предприятия, производственные объекты с интенсивным температурно-влажностным режимом. Обследование таких объектов показывает, что стены, как правило, находятся в удовлетворительном состоянии, покрытия же пришли в полную негодность и требуют замены. Из-за ограниченной несущей способности стен и оснований этих зданий предпочтение при реконструкции покрытий следует отдавать облегченным многослойным конструкциям, железобетонным конструкциям из тяжелого и легкого бетона со сниженной материалоемкостью, конструкциям из полимеров и стеклопластика.

В частности, в 50-х годах были построены небольшие коровники, свинарники со стенами из местных материалов (кирпич, ракушечник и др.) и деревянным покрытием, которое за 20...30 лет эксплуатации пришло в полную негодность. Пролет таких зданий — 12, 15, 18 м. Для реконструкции таких покрытий рекомендуются облегченные железобетонные предварительно напряженные плиты на пролет, разработанные Харьковским инженерно-строительным институтом (рис. 9.7). Плиты имеют ширину 2 м, масса плит из тяжелого бетона при пролете 12 м — 3,7 т, из легкого бетона — 2,7 т. Особенно экономичны плиты в комплексном исполнении с эффективным утеплителем. Облегченные плиты могут также применяться как элементы чердачных перекрытий с кровлей из асбестоцементных листов по деревянным стропилам и обрешетке.

Для замены вышедших из строя железобетонных тонкополощных плит покрытия в промышленных зданиях

применяют многослойные плиты из оцинкованного профильного настила с эффективным утеплителем, которые укладывают непосредственно на стены или стропильные конструкции.

При возможности монтажа крупнопанельных конструкций эффективно применение железобетонных плит на

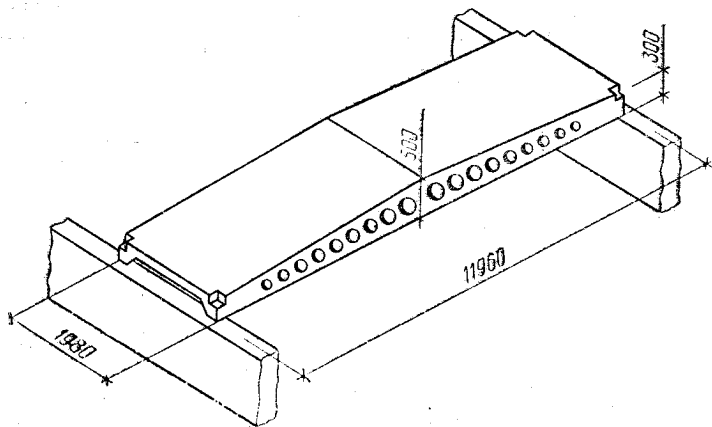


Рис. 9.7. Облегченные плиты покрытия размером  $2 \times 12$  м

пролет типа П и КЖС, армоцементных и других пространственных покрытий.

При реконструкции чердачных перекрытий жилых зданий кроме технических решений, описанных в § 9.1, рекомендуются сборные плиты из ячеистого бетона, толщина которых определяется теплотехническим расчетом и в зависимости от плотности ячеистого бетона ( $600 \dots 700 \text{ кг/м}^3$ ) составляет  $350 \dots 400$  мм. Такие плиты обладают небольшой массой, позволяют отказаться от устройства утеплителя и имеют достаточную несущую способность для опирания на них стропильных конструкций кровли и восприятия эксплуатационной нагрузки чердачным перекрытием.

### 9.3. Применение монолитного железобетона

Монолитный бетон и железобетон широко используют при ремонте различных конструкций и реконструкции объектов. С его применением облегчается реставрация



перекрытий и покрытий любой формы в плане, обеспечивается свободная планировка, не требуется кранов и монтажных механизмов большой грузоподъемности и т. д.

В монолитном бетоне с легким заполнителем возможно устройство стен различной конфигурации, перекрытий балочного и безбалочного типа, нового каркаса и фундаментов. Монолитный бетон широко используют при усилении различных железобетонных конструкций (см. гл. 10) в надземной и подземной частях здания. Наиболее широко монолитный бетон применяют при усилении и расширении фундаментов, а также междуэтажных перекрытий преимущественно балочного типа. Особенно эффективно его использование в сочетании с индустриальными методами производства работ (применение инвентарной, переставной или скользящей опалубки, высокопроизводительных бетононасосов, удобоукладываемых бетонных смесей, ускорителей твердения бетона и т. п.).

При применении монолитного бетона в реконструируемых объектах особое внимание уделяют качеству бетонной смеси, подбору состава бетона, модулю крупности заполнителей и осадке конуса. При транспортировке бетонной смеси бетононасосами требуется ее высокая подвижность. Однако достижение высокой подвижности за счет увеличения водоцементного отношения может привести к расслоению смеси и скапливанию более жидкой фазы в верхней части конструкции, вызвать появление усадочных трещин, повышение пористости бетона и снижение его эксплуатационных характеристик.

При использовании монолитного железобетона следует не допускать устройства перерывов в бетонировании вертикальных несущих конструкций, обеспечивать послойное уплотнение каждой поданной порции смеси, поддерживать положительную температуру для твердения бетона и обеспечивать ему набор прочности.

В несущих элементах перекрытий предпочтение следует отдавать монолитному бетону с легкими или ультралегковесными заполнителями (керамзит, аглопорит, азерит), что позволяет максимально снизить массу перекрытия и дополнительные нагрузки на существующие конструкции зданий.

#### 9.4. Элементы с неудаляемой опалубкой

Как отмечалось, при замене и усилении несущих конструкций зданий и сооружений широко используют монолитные и сборно-монолитные элементы.

Реализация на практике таких конструкций связана с необходимостью выполнения работ по устройству опалубки, на которую расходуются дефицитные пиломатериалы. При этом трудоемкость возведения опалубки достигает 35...40 %, а стоимость — 15...20 % от совокупных затрат на монолитные конструкции.

Одним из прогрессивных путей повышения индустриализации и снижения объема ручного труда при опалубочных работах является использование в практике несъемной опалубки из современных прочных и относительно недорогих материалов. В такой опалубке формообразующие элементы остаются в монолитной конструкции и работают вместе с ней.

Несъемные элементы опалубки (рис. 9.8) могут быть классифицированы:

*в зависимости от вида материала* — армоцементные, железобетонные, фибробетонные и стеклофибробетонные, металлические, стеклоцементные и стеклопластиковые. Наибольшее распространение получила несъемная опалубка из железобетона;

*в зависимости от конструкции* — плоские, профильные и из дырчатых блоков.

Кроме того, несъемная опалубка может различаться по способности воспринимать (помимо основной технологической нагрузки от массы укладываемого бетона) нагрузки от: собственного веса (самонесущая), от других опалубочных элементов (несущая) и от внешней эксплуатационной нагрузки (конструкционная) аналогично жесткой несущей арматуре железобетонных элементов.

К конструкционным видам несъемной опалубки можно отнести металлические и железобетонные элементы, а также стеклопластиковые.

В качестве конструкций несущей опалубки при возведении ребристых перекрытий промышленных объектов может быть использована несъемная опалубка из стального профилированного настила (рис. 9.8, д), который одновременно служит рабочей арматурой перекрытия.

Примером стеклопластиковой опалубки могут служить разработанные в Харьковском инженерно-строи-

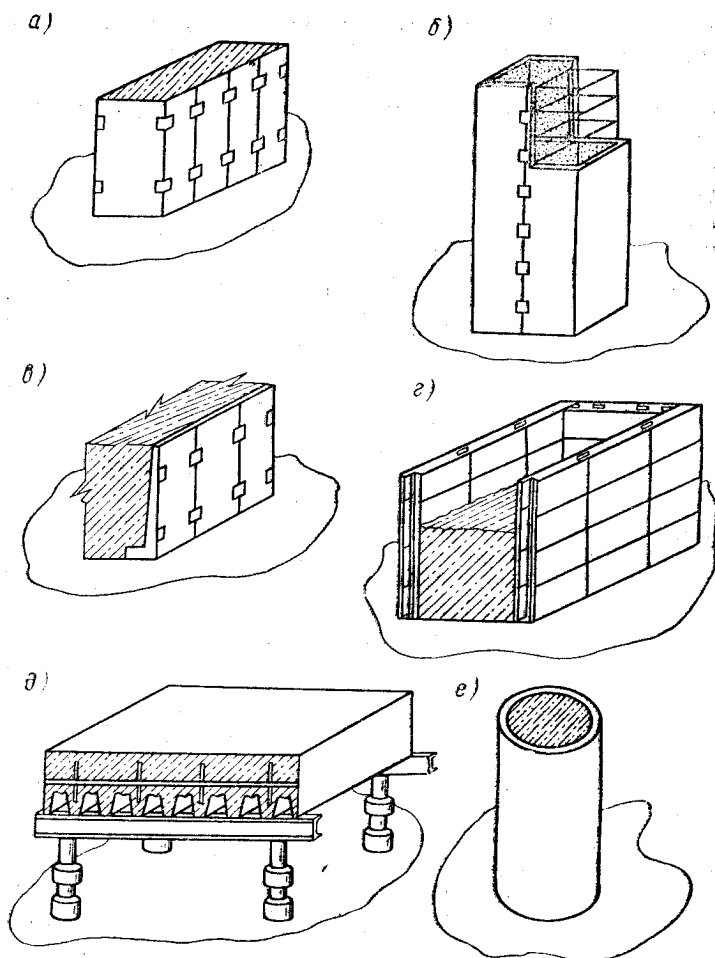


Рис. 9.8. Конструкции неудаляемой опалубки:

*а* — из армированных, стеклоцементных, фибробетонных и железобетонных плит; *б* — то же, из скорлуп; *в* — из железобетонных плит углового профиля; *г* — из унифицированных дырчатых железобетонных блоков; *д* — из стального профилированного настила; *е* — из стеклопластикового трубчатого элемента

тельном институте трубчатые элементы типа колонн (стоек) (рис. 9.8, *е*), элементы для усиления балок и др. Их изготовляют на специальном оборудовании методом намотки стекловолокон в виде нитей или жгутов с одновре-

менной пропиткой полимерным связующим на основе эпоксидных и других смол. Полученная после полимеризации связующего конструкция обладает высокой прочностью — от 200 до 600 МПа. После заполнения бетоном предварительно смазанной (для лучшего сцепления) полимерным связующим внутренней полости такого опалубочного элемента и его отверждения получается трубо-стеклопластбетонная стойка, обладающая за счет работы опалубки в качестве обоймы несущей способностью, в 3...4 раза превышающей аналогичную для бетонной стойки при относительно малом проценте продольного армирования стеклопластиком (3...5 %). Эффективность применения несъемной стеклопластиковой опалубки особенно высока при реконструкции предприятий химической промышленности, когда строительные конструкции эксплуатируются в агрессивной по отношению к бетону и стали среде.

Высокими гидроизоляционными и защитными от агрессивной среды свойствами обладает и стеклоцементная опалубка (самонесущая), выпускаемая в виде плит (листов) из цементного раствора, дисперсно армированного рубленым стекловолокном.

Одним из достоинств несъемных опалубок различного типа является возможность создания за счет ее наружной (лицевой) поверхности декоративной фактуры. Таким образом сокращаются расходы на отделочные работы. Применение несъемных видов опалубок позволяет снизить трудозатраты по сравнению с инвентарными опалубками на 19...66 %. Однако использование несъемной опалубки в качестве гидроизоляции и защиты от агрессивных воздействий в сочетании с несущими конструктивными функциями снижает трудоемкость работ в 2...3,5 раза при одновременном уменьшении их себестоимости.

### **9.5. Замена лестниц и балконов**

Наиболее часто требуют замены деревянные лестницы, существующие в старых кирпичных жилых и общественных зданиях. Встречаются одно-, двух- и трехмаршевые лестницы, причем наиболее распространены двухмаршевые. Для замены лестниц применяют металлические или железобетонные косоуры и железобетонные ступени, а также крупноразмерные железобетонные марши и площадки.

Предпочтение следует отдавать лестницам из мелко- или крупноразмерных железобетонных элементов. Сборные конструкции лестниц из мелкогабаритных элементов состоят из косоуров пролетом до 4 м, подкосоурных балок длиной до 3 м и ступеней длиной до 1,35 м, что позволяет устраивать лестницу в зданиях с высотой этажа от 2,85 до 3,9 м. Допустимая нагрузка на конструкции лестниц — 30 кПа, максимальный вес сборного элемента 4,6 кН. Ограждения в таких зданиях — типовые, как в новых объектах.

При ограниченных по грузоподъемности подъемно-монтажных механизмах применяют не массивные сплошные, а облегченные железобетонные ступени уголкового типа, масса которых в 2 раза ниже.

Крупноразмерные элементы для замены лестниц состоят из двухкосоурных маршей высотой 1,35...1,95 м, шириной 1,05...1,15 м и площадок с выпускными ребрами. Конструкции выполняют из бетона класса В20 и арматуры класса А-III и В-I.

С целью снижения массы конструкций лестниц разработаны и применяются аналогичные конструкции складчатого типа с толщиной плиты 45 мм, которые изготавливают из мелкозернистого бетона класса В25.

В старых жилых и общественных зданиях устраивали балконы в виде открытых площадок на уровне этажей здания. Эти балконы имели прямоугольные, полукруглые, овальные и другие формы в плане. Старые балконы, как правило, выполнены из металлических балок различного профиля и уложенных на них железобетонных плит или консольных железобетонных плит, заделанных в стены.

При хорошей гидроизоляции балконы предохраняют стены от увлажнения и служат достаточно продолжительное время. Однако, находясь в условиях постоянного атмосферного воздействия, увлажнения, попеременного замораживания и оттаивания, балконы раньше других частей зданий выходят из строя и грозят разрушением. Кроме того, в большинстве случаев в старых зданиях заполнителем для бетона служил щебень из кирпичного боя, что не обеспечивало требуемую плотность и морозостойкость конструкций балконов. Из-за низкой коррозионной стойкости не оправдали себя также конструкции балконов с металлическими балками. Натурные наблюдения позволили разработать ряд практических рекомендаций, обеспечивающих длительную безопасную эксплуа-

тацию балконов: содержание их в чистоте, очистка от снега, грязи, громоздких и тяжелых вещей, систематический ремонт гидроизоляции и т. д. Особенно подвержены разрушению края балконной плиты, которые промерзают с трех сторон и в большей степени подвержены воздействию влаги и коррозионного процесса.

При незначительных (поверхностных) разрушениях балконных плит их ремонтируют путем очистки от отслоившегося бетона, заделки поврежденных мест мелкозернистым бетоном классов В20...В25 с последующей гидроизоляцией мастикой, сохраняющей в течение длительного времени эластичность.

При значительных разрушениях старых балконов их полностью разбирают и заменяют новыми. Замена балконов — трудоемкий процесс, вызванный невозможностью укладки балконов одновременно с кладкой стен, как это обычно делается при новом строительстве, а также невозможностью их заделки на всю толщину стены.

Рекомендуются два конструктивных решения при замене балконов. При первом — *плитном* — железобетонные балконные плиты длиной от 2 до 3,2 м, шириной 1,19 м заделывают в стену на глубину 390 мм и крепят дополнительно кронштейном из уголковой стали к железобетонным перекрытиям. При втором варианте — *балочном* — две балки сечением 100×150 мм, длиной 1,2 м заделывают консольно в стену и на них опирают железобетонные плиты балконов. Балки могут заделываться в уровне опирания плит перекрытия и тогда их следует страховать сверху металлическими кронштейнами, приваренными к существующим плитам перекрытия, или могут подводиться под плиты. При балочном варианте возможна также приварка к консольным балкам обвязочной балки. В этом случае балконная плита опирается и на обвязочную балку.

## ГЛАВА 10

### ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 10.1. Основные принципы проектирования усиления

1. Выбор того или иного метода усиления строительных конструкций зависит от технического задания на реконструкцию здания или сооружения, которое включа-

ет возможные изменения объемно-планировочных решений, нагрузок и условий эксплуатации. При этом необходимо стремиться к максимальному сохранению существующих зданий, сооружений и конструкций, что, как правило, обеспечивает минимальные затраты на восстановительные работы.

2. При выборе оптимального способа усиления строительных конструкций важно установить действительный характер их работы, фактически действующие нагрузки. При этом необходимо учитывать современные достижения в оценке влияния фактических узлов сопряжения на усилия в конструкциях и соответствие выбранных расчетных схем реальным условиям их работы.

В частности, расчет существующих колонн по деформированной схеме позволяет существенно повысить их расчетную несущую способность. Аналогичной цели можно добиться, учитывая совместную работу стропильных конструкций и сборных ригелей перекрытий соответственно с плитами покрытия и перекрытия.

3. При определении нагрузок на существующие конструкции необходимо использовать фактические данные о собственной массе технологического оборудования и строительных материалов, так как принятие нормированных значений этих величин, установленных для проектирования вновь возводимых сооружений, приводит к существенному завышению фактически действующих нагрузок и, как следствие, к неоправданному и дорогостоящему усилению конструкций.

4. Определенным резервом снижения материалоемкости и трудозатрат при реконструкции является учет прочностных характеристик бетона и стали при выполнении поверочных расчетов. Однако использование реальных прочностных характеристик материалов должно осуществляться без ущерба для эксплуатационной надежности отдельных конструкций и сооружения в целом.

5. При усилении следует отдавать предпочтение индустриальным способам, которые не требуют разгрузки конструкций, методам, связанным с изменением статической схемы конструкций, использованию предварительного напряжения, высокопрочным сталям, полимер- и фибробетону, напрягающим цементам и другим эффективным материалам.

6. Усиление конструкций предварительным напряжением следует производить, применяя такие конструктив-

ные решения и методы производства работ, при которых соблюдается плавное включение элементов усиления в работу с существующими конструкциями. Для этой цели следует выполнить временную разгрузку усиливаемых конструкций или использовать искусственное регулирование усилий.

7. Усиление строительных и, в частности, железобетонных конструкций является, как правило, трудоемким и дорогостоящим процессом, поэтому принятию решения по усилению должен предшествовать тщательный анализ возможности использования существующих конструкций в новых условиях эксплуатации. Этого можно добиться за счет более рационального размещения технологических нагрузок, применения временных приспособлений для демонтажа и монтажа тяжелого оборудования, принятия обоснованных ограничений на сочетание различных временных нагрузок, путем снижения эффектов динамических воздействий за счет эффективной виброизоляции и т. п.

8. При выборе вариантов усиления следует отдавать предпочтение решениям с четкой расчетной схемой, обеспечивающей совместную работу усиливаемой конструкции с элементами усиления и позволяющей достоверно определить дополнительно воспринимаемую нагрузку. При этом рекомендации по усилению должны учитывать не только перспективу увеличения нагрузок, но и ликвидировать обнаруженные на стадии обследования дефекты изготовления, монтажа и эксплуатации. К последним относятся: отклонения от проекта в величине защитного слоя, ошибки в армировании по диаметрам, классам и количеству арматуры, снижение проектного класса бетона, сверх допустимое отклонение колонн по вертикали, наличие трещин, отколов и каверн в бетоне и т. п.

9. Проект усиления разрабатывается с учетом многих исходных данных: рабочих чертежей строительных конструкций и исполнительных схем, отклонений фактических размеров сечений и узлов от проектных решений, инженерно- и гидрогеологических условий площадки, геодезической съемки здания для определения осадок, прогибов, кренов, смещений и т. п., сроков эксплуатации конструкций, а также величины и характера технологических нагрузок, физико-механических характеристик бетона и арматуры каждого конструктивного элемента, характера технологических процессов в помещениях реко-



нструлируемого объекта, интенсивности и распределения нагрузок, прогнозов изменений гидрогеологического режима в процессе реконструкции и последующей эксплуатации, информации об имевших место дефектах строительных конструкций и мероприятиях по их устранению.

К последним относятся повышенные прогибы и перемещения, недопустимое раскрытие трещин, раздробление в сжатой зоне, отслоение защитного слоя бетона, коррозия арматуры и бетона, обрыв рабочей арматуры, нарушение сцепления бетона и арматуры, отклонения в геометрии и армировании и т. п.

10. Усиление конструкций может осуществляться по двум схемам: возведение новых разгружающих или заменяющих конструкций, которые полностью или частично воспринимают дополнительные нагрузки; увеличение несущей способности существующих конструкций.

В свою очередь увеличение несущей способности конструкций может осуществляться: без изменения и с изменением расчетной схемы и напряженного состояния; с применением специальных методов усиления.

11. Для элементов усиления без предварительного напряжения рекомендуется применять рабочую арматуру классов А-I, А-II, А-III; для предварительно напряженных конструкций усиления (шпренгелей, затяжек) — А-IIIв, А-IV, А-V, А-VI; арматурные канаты классов К-7 и К-19 и др. В конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных условиях, рекомендуются стали Ат-IVК, Ат-VСК, Ат-VIK.

При длине усиливаемой конструкции до 12 м рекомендуются все виды арматуры, свыше 12 м — канаты из проволоки диаметром не менее 2,5 мм. Стержневая свариваемая арматура может применяться со стыковкой по длине при усилении конструкций любых пролетов. Плохо свариваемая арматура классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, Ат-VIK при больших пролетах стыкуется с помощью обжимных гильз.

Конструкции усиления из канатов и пучков высокопрочной проволоки, расположенных открыто или в пазах, следует применять только в неагрессивных и слабоагрессивных средах.

12. Расчет железобетонных конструкций усиления выполняется с учетом фактических характеристик прочности и армирования материалов.

Бетон усиления должен приниматься на один класс

выше, чем условный класс прочности бетона усиливаемого элемента, но не ниже В15 — для надземных конструкций и В12,5 — для фундаментов. Кроме того, при агрессивных условиях эксплуатации класс бетона должен отвечать требуемой плотности и стойкости, соответствующим требованиям эксплуатационной среды.

Раствор для заделки отверстий, защитной штукатурки и т. п. принимается не ниже марки 150.

При усилении бетонных и железобетонных конструкций наращиванием, «рубашками» и обоймами следует использовать портландцемент марки не ниже 400. Для ускорения твердения бетона рекомендуется применение быстротвердеющих цементов и добавок ускорителей твердения, а также тепловой обработки при «мягких» режимах подъема и снижения температур (5...10 °С/ч).

13. Эффективность усиления железобетонных конструкций во многом определяется качеством бетонной смеси, видом и крупностью заполнителя. При виброуплотнении бетона крупность заполнителя (за исключением массивных конструкций) принимается не более 20 мм, а при усилении обоймами толщиной 70...120 мм — не более 10 мм. При торкретировании крупность заполнителя определяется паспортными данными цемент-пушки и принимается не более 10 мм. В густоармированных элементах усиления крупность заполнителя не должна превышать  $\frac{3}{4}$  расстояния в свету между арматурными стержнями. Допускается также применение мелкозернистого и цементно-песчаного бетона прочностью не ниже проектной.

Песок рекомендуется применять с модулем крупности не ниже 2,2...2,5 и с количеством пустот не более 40 %.

Состав бетона должен обеспечить проектную прочность элементов усиления и качественное уплотнение бетонной смеси. При толщине усиления до 120 мм осадка конуса принимается 6...8 см, от 120 до 200 мм — 6...2 см, более 200 мм — 1...3 см. Для улучшения качества уплотнения и снижения расхода цемента рекомендуется применять литые суперпластифицированные бетонные смеси с осадкой конуса не менее 18 см.

При выполнении работ в зимнее время усиливаемые конструкции и бетон усиления должны иметь температуру не менее +15 °С.

14. Минимальная толщина защитного слоя бетона предварительно напряженной арматуры усиления прини-

мается 20 мм. В агрессивных условиях рекомендуется использовать стали марок 18Г2С и 25Г2С. Наиболее ответственные узлы усиления рекомендуется располагать вне зон постоянного увлажнения.

15. Расчет конструкций усиления производится по первой и второй группам предельных состояний. Для конструкций, находящихся в обычных условиях эксплуатации, усиление которых вызвано дефектами и снижением несущей способности, расчет производится только по первой группе предельных состояний.

16. Расчет усиленных конструкций должен учитывать изменение их статической схемы и напряженного состояния. При этом в усиленных статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать возможность перераспределения усилий, ограничивая величину перераспределения моментов до 30 %. На отдельных участках конструкций эта величина может быть превышена, однако эти участки должны быть проверены на раскрытие трещин, по прочности сжатой зоны, а в некоторых случаях — по деформациям.

17. При повреждении площади сечений элементов или арматуры более чем на 50 % несущая способность существующей конструкции в расчетах не учитывается и вся нагрузка передается на элементы усиления.

При приварке к существующей арматуре стержней усиления ее расчетное сечение следует снижать на 25 % в связи с возможным пережогом при сварке. Расчетное сечение существующей арматуры следует принимать с учетом возможных повреждений вследствие коррозии и других причин. Особенно опасны коррозионные повреждения для высокопрочной проволоки. При их обнаружении арматуру усиления следует рассчитывать на полную нагрузку, не учитывая существующее армирование из высокопрочной проволоки.

18. При изгибе и внецентренном сжатии совместная работа элементов усиления с усиливаемой конструкцией может учитываться только при обеспечении их надежного соединения.

19. Как и в обычных конструкциях, расчет прочности усиленных элементов производится для сечений нормальных и наклонных к продольной оси элемента, а также на местное действие нагрузки, вызывающее смятие, продавливание, отрыв. При наличии крутящих моментов следует проверить прочность пространственных сечений.

20. Нормативные и расчетные значения прочностных характеристик бетона и арматуры элементов усиления принимаются в соответствии со СНиП 2.03.01—84, те же характеристики для усиливаемого элемента принимаются в соответствии с рекомендациями, изложенными выше.

21. Если в усиленном элементе применены бетоны и арматура различных классов, каждый вид бетона и арматуры вводится в расчет со своими расчетными сопротивлениями. При этом центр тяжести всего усиленного элемента и статические моменты рекомендуется определять, приводя все расчетное сечение к бетону одного класса.

22. При разгрузке усиливаемых конструкций до нагрузок, не превышающих 65 % максимальных, расчетные характеристики бетона и арматуры принимаются равными их нормативным значениям. При невозможности разгрузки конструкций и превышении указанного уровня сопротивления бетона и арматуры уменьшаются на 20 %.

23. При применении комплексного усиления (бетон—металл) следует учитывать в расчетах податливость узлов сопряжения, которая при металлических упорах на бетон через слой раствора принимается в пределах 1... 5 мм/узел, а при сопряжении металла с помощью болтов — 1 мм/узел.

## 10.2. Усиление фундаментов

Усиление жестких фундаментов\* может осуществляться путем увеличения их подошвы или с помощью свай различного типа.

При проектировании усиления необходимо максимально использовать существующий фундамент, обеспечив его совместную работу с элементами усиления.

Несущую способность фундаментов реконструируемого объекта определяют с учетом фактических прочностных и деформативных характеристик материала фундамента и грунтов основания, а при свайных фундаментах

---

\* К жестким фундаментам относятся конструкции, деформативность которых пренебрежительно мала и не оказывает существенного влияния на усилия в самом фундаменте и на давление в грунте под подошвой фундамента.

используют также результаты полевых испытаний (зондирование, статические испытания и др.).

Увеличение размеров подошвы фундаментов необходимо при росте нагрузок, недостаточной несущей способности грунтов основания, а также при существенном повреждении фундаментов в процессе эксплуатации. Эффективными средствами увеличения подошвы фундаментов являются железобетонные «рубашки», наращивание, частичная или полная подводка новых фундаментов.

Железобетонная «рубашка» представляет собой монолитную оболочку, которая охватывает существующий

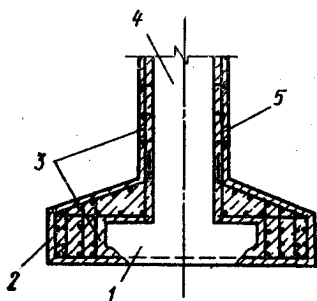


Рис. 10.1. Усиление фундаментов железобетонной «рубашкой»:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — железобетонная «рубашка»; 3 — арматура усиления; 4 — усиливаемая колонна; 5 — обойма колонны

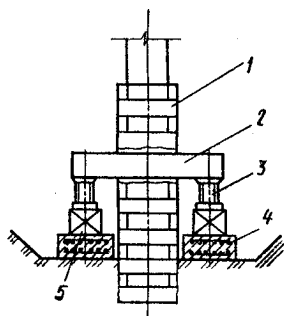


Рис. 10.2. Усиление ленточного фундамента подводкой:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — разгружающая балка; 3 — подставка; 4 — распределительный ростверк; 5 — дократ

фундамент со всех сторон. Арматура оболочки образует пространственный каркас, и для обеспечения совместной работы старого фундамента с конструкцией усиления обязательно стыкуется на сварке с предварительно обнаженной арматурой усиливаемого фундамента. Рабочую арматуру «рубашки» устанавливают вдоль граней усиливаемого фундамента (рис. 10.1).

При повреждении фундаментов в процессе эксплуатации для восстановления его несущей способности устраивают конструктивную «рубашку», размеры которой принимают в зависимости от диаметра арматуры, величины защитного слоя, а также от технологической возможности укладки бетона в тело «рубашки».

Если, кроме усиления фундаментов требуется также

усиление колонны, то бетонирование обоймы для колонны и «рубашки» следует выполнять одновременно. Если колонна не требует усиления, «рубашку» фундамента заводят выше нижней части колонны на величину не менее большей стороны колонны и не менее пяти толщин «рубашки».

При усилении фундамента наращиванием увеличение его подошвы осуществляется с одной, двух или трех сторон. При наращивании, так же как и при устройстве «рубашек», необходимо обеспечивать стыковку на сварке оголенной арматуры старого фундамента с новой арматурой усиления.

Одним из вариантов наращивания является передача части нагрузки с существующего фундамента на отдельные плиты с помощью металлических или железобетонных балок, пропущенных через отверстия в усиливаемом фундаменте (рис. 10.2). В этом случае опорные плиты предварительно обжимаются с помощью домкратов или гравитационной нагрузкой до расчетной. Ленточные неармированные фундаменты могут наращиваться с

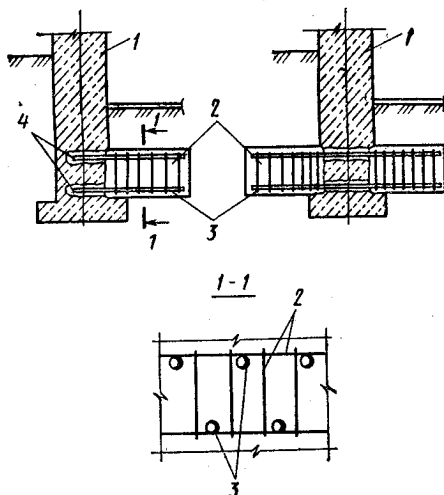


Рис. 10.3. Усиление ленточных фундаментов наращиванием:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — арматурный каркас наращивания; 3 — металлические трубы; 4 — шпury

помощью арматуры, заанкеренной в тело фундамента и обетонированной на расчетную ширину усиления (рис. 10.3).

Подводка новых частей фундамента может осуществляться рядом с существующим (рис. 10.4). В этом случае нагрузка от несущего элемента передается на фундамент усиления через подкосы и металлическую (железобетонную) обойму. Устройство нового фундамента под существующим выполняется с частичной или полной разгрузкой существующего фундамента на локальных небольших по ширине участках. Причем эта подводка может быть сплошной или частичной. При подводке новых фундаментов следует обеспечить плотное прилегание подошвы существующего фундамента с новым. При подводке под ленточные фундаменты конструкции усиления рекомендуется размещать на прямых участках с максимальными нагрузками, так как подводка новых фундаментов в углах и пересечениях вызывает серьезные трудности.

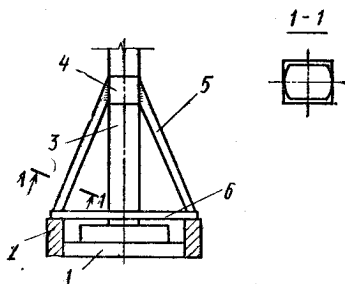


Рис. 10.4. Усиление фундаментов подводкой:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — дополнительные фундаменты; 3 — колонна; 4 — металлическая обойма; 5 — металлические подкосы; 6 — элемент усиления

дальше усиления через подкосы и металлическую (железобетонную) обойму. Устройство нового фундамента под существующим выполняется с частичной или полной разгрузкой существующего фундамента на локальных небольших по ширине участках. Причем эта подводка может быть сплошной или частичной. При подводке новых фундаментов следует обеспечить плотное прилегание подошвы существующего фундамента с новым. При подводке под ленточные фундаменты конструкции усиления рекомендуется размещать на прямых участках с максимальными нагрузками, так как

подводка новых фундаментов в углах и пересечениях вызывает серьезные трудности.

Усиление фундаментов с помощью свай осуществляется путем устройства свай по контуру существующего фундамента или под ним. Такое усиление применяется при значительных и неравномерных осадках грунтов основания, при существенном увеличении нагрузок на фундаменты, для повышения устойчивости основания в случае приложения к фундаментам значительных горизонтальных сил и т. д.

Выбор конструкции свай зависит от внутренних габаритов реконструируемого здания или сооружения, характера действующих нагрузок, конструкций усиливаемого фундамента, наличия соответствующего оборудования для производства свайных работ.

Цельные сборные железобетонные сваи могут применяться, когда габариты цеха позволяют разместить круп-

ногабаритную сваебойную технику и когда динамические нагрузки при забивке свай не приводят к повреждениям окружающих конструкций. При наличии вблизи зоны забивки свай несущих конструкций, не способных выдержать значительные динамические нагрузки, возможно осуществление вдавливания цельных свай в грунт с помощью гидродомкратов.

Эффективным средством усиления фундаментов, особенно при неравномерных деформациях сооружения, являются составные сборные сваи «Мега», которые не требуют больших габаритов помещения и включаются в работу сразу после вдавливания. Недостатком этих свай является достаточно высокая трудоемкость работ по их устройству, а также необходимость выполнения временно-

котлована под подошвой фундамента, что снижает его несущую способность в процессе усиления (рис. 10.5). При устройстве усиления сваями «Мега» конструкция существующего фундамента должна быть проверена на восприятие усилия от реакции вдавливания.

Для восприятия значительных растягивающих усилий применяют винтовые сваи. При усилении фундаментов используют также монолитные сваи различных типов: буронабивные сваи требуют громоздкого оборудования, однако могут применяться в любых грунтовых условиях, в том числе и тех, где забивные сваи неприменимы; пневмонабивные, виброштампованные сваи и сваи Страуса могут применяться в помещениях с ограниченной высотой и не требуют сложного технологического оборудования. Первые два типа свай используют в любых гидро-

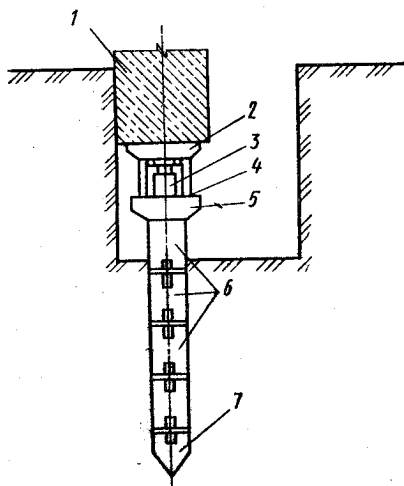


Рис. 10.5. Усиление фундамента с помощью свай Мега:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — распределительный элемент; 3 — домкрат; 4 — подворка; 5 — головной элемент; 6 — рядовой элемент; 7 — нижний элемент свай



геологических условиях, сваи Страуса можно применять только при отсутствии грунтовых вод.

При передаче на фундамент дополнительных горизонтальных и вертикальных нагрузок эффективны буронабивные (корневидные) сваи, которые могут также просверливаться через существующий фундамент, используемый в этом случае как ростверк (рис. 10.6).

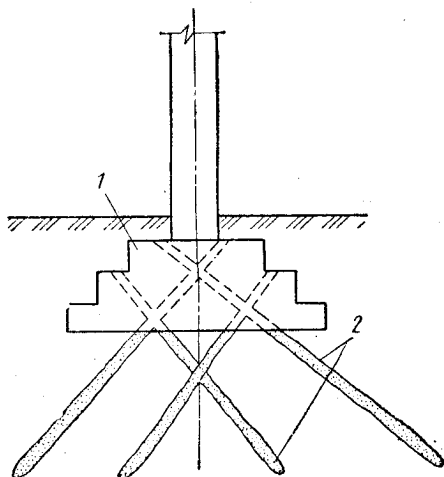


Рис. 10.6. Усиление фундамента с помощью корневидных свай:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — корневидные сваи

Вместо свай типа «Мега» могут применяться комбинированные металлические трубчатые сваи, погружаемые посекционно в грунт гидродомкратами. Их затем заполняют монолитным бетоном.

Включение в работу существующего фундамента свай усиления выполняется с помощью монолитного плитного ростверка или распределительных балок, которые образуют со сваями рамную систему.

Плитный ростверк возможно устраивать в пределах высоты существующего фундамента (рис. 10.7) и путем подводки под него (рис. 10.8). Первые варианты аналогичны работам при устройстве «рубашек» или наращивания, требуют соединения арматуры существующего фундамента с арматурой ростверка и используются в том

случае, если возможно уширение фундамента в пределах его высоты. Подводка нового ростверка под существующий фундамент достаточно трудоемка и применяется

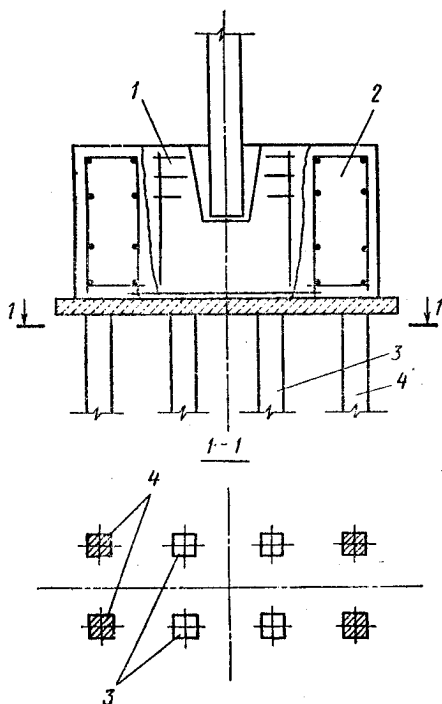


Рис. 10.7. Усиление фундамента ростверком, расположенным в пределах высоты фундамента:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — ростверк усиления; 3 — существующие сваи; 4 — сваи усиления

в случае невозможности уширения фундамента в пределах его высоты, при его повреждении, а также слабых грунтах под его подошвой или при повреждении головок существующих свай.

Перечисленные выше способы усиления могут применяться как при опирании реконструируемых фундаментов на естественное основание, так и на свайное при усилении ленточных и столбчатых фундаментов из различных материалов (рис. 10.9).

Примеры объединения усиливаемых фундаментов с дополнительными сваями с помощью плитного ростверка приведены на рис. 10.7, 10.8.

На рис. 10.10...10.12 приведены схемы усиления ленточных и столбчатых фундаментов с помощью рам-

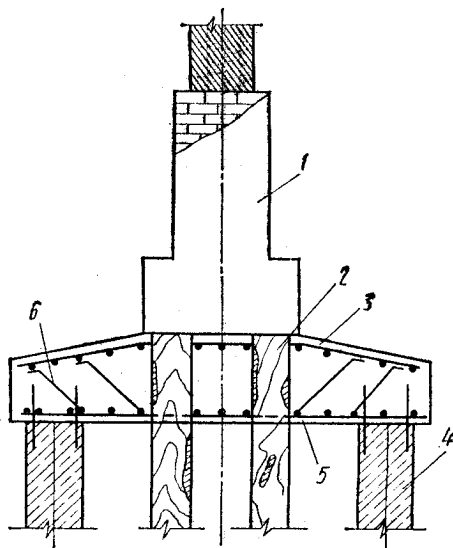


Рис. 10.8. Усиление ленточного фундамента сваями с подводкой нового ростверка:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — существующие сваи; 3 — ростверк усиления; 4 — сваи усиления; 5 — арматурные сетки; 6 — отогнутые стержни

ной системы, состоящей из дополнительных свай, железобетонных или металлических распределительных балок.

Расчет усиления фундаментов выполняется по двум группам предельных состояний с учетом требований соответствующих нормативных документов (СНиП II-6—74, СНиП 2.02.01—83, СНиП II-17—77, СНиП 2.03.01—84). По первой группе выполняется расчет прочности конструкций фундамента и несущей способности грунта основания, по второй — расчет оснований по деформациям, который требует учета совместной работы здания с основанием.

Несущая способность существующего фундамента оп-

ределяется с учетом его фактического состояния (степени износа), прочностных характеристик материалов и грунтов основания.

Если в процессе эксплуатации произошла полная стабилизация осадок основания под существующими фунда-

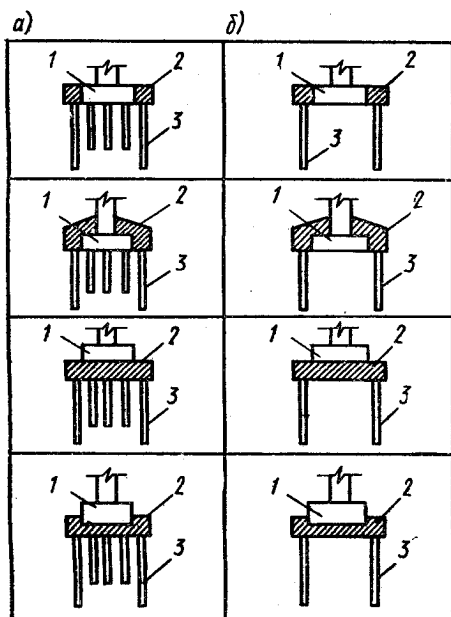


Рис. 10.9. Схемы усиления фундаментов на свайном (а) и естественном (б) основаниях:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — ростверк усиления; 3 — сваи усиления

ментами, то расчетные осадки элементов усиления определяются только от дополнительных нагрузок. При этом максимально допустимую осадку назначают с учетом состояния надземных конструкций реконструируемого здания и связанных с ним рядом расположенных объектов (переходов, галерей, коммуникаций). Для отдельных фундаментов осадка определяется с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов по методу угловых точек.

При жестком соединении существующего фундамента с конструкцией усиления способом наращивания или «рубашкой» расчет уширенного фундамента на естественном основании осуществляется по обычной методике.

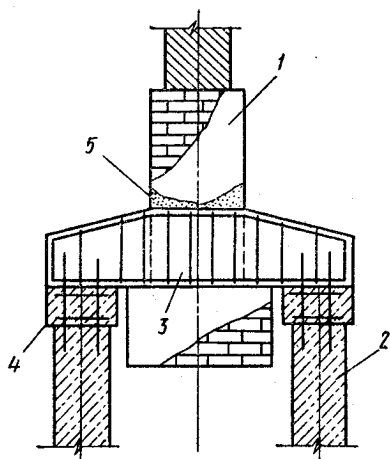


Рис. 10.10. Усиление ленточного фундамента на естественном основании сваями с устройством рамной системы:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — свая усиления; 3 — железобетонный ригель; 4 — железобетонная подушка; 5 — омоноличивание пробитого под ригель отверстия

При подводке новых частей фундаментов рядом с существующим нагрузка на них определяется в соответствии с принятой расчетной схемой, а их расчет осуществляется как отдельных фундаментов. При подводке целых фундаментов их размеры определяются из условия, чтобы максимальные и средние абсолютные осадки не превышали допустимых по СНиП 2.02.01—83. При этом учитывается стабилизация осадок существующих фундаментов.

Расчет свайного усиления выполняется в зависимости от конструктивного решения существующего фунда-

мента и его состояния. При плохом состоянии свайного фундамента, а также при опирании фундамента на естественное основание количество свай усиления определяется из расчета восприятия всей нагрузки. При хорошем состоянии существующего свайного фундамента количество свай усиления определяют из расчета передачи на них только дополнительной нагрузки.

Несущая способность трубобетонных вдавливаемых свай определяется по формуле

$$F_d = E_n \kappa, \quad (10.1)$$

где  $F_n$  — усилие вдавливания;  $\kappa$  — переходный коэффициент, принимаемый равным 0,9 для глинистых грунтов, 0,85 — для песчаных.

Расчет каждого отдельного элемента составной сваи типа «Мега» осуществляется как для сжатого элемента с учетом продольного изгиба и случайного эксцентриситета, определяемого в соответствии с требованиями

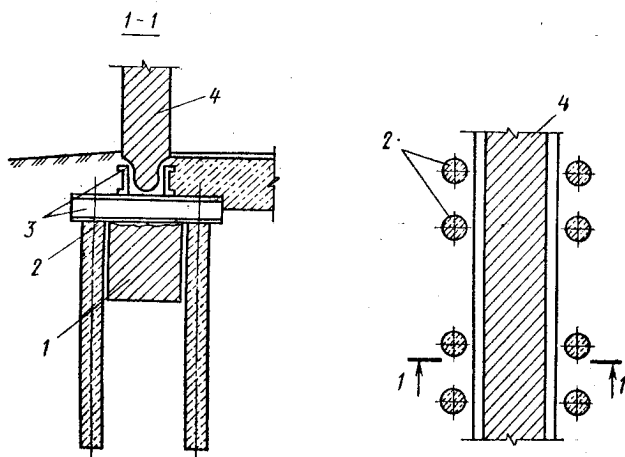


Рис. 10.11. Усиление ленточного фундамента на естественном основании сваями с устройством рамной системы:  
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — сваи усиления; 3 — металлические балки; 4 — стена

СНиП 2.03.01—84. Учитывая возможную несоосность при стыковке отдельных элементов, несущая способность всей сваи определяется умножением на поправочный коэффициент, который принимается при длине сваи до 4 м — 0,75; от 4 до 6 м — 0,6 и свыше 6 м — 0,5.

Расчет жестких фундаментов, усиленных сваями за контуром, может выполняться по методике, разработанной Харьковским ПромстройНИИпроектом. Расчет состоит из двух этапов: *до реконструкции* — на действие эксплуатационных нагрузок с учетом максимально возможной разгрузки фундамента, *после реконструкции* — на загрузку фундамента до уровня, соответствующего этапу разгрузки, плюс дополнительные нагрузки, возникающие после реконструкции сооружения. Усилия в сваях и фундаментах, давление на грунт под подошвой фундамента (при фундаменте на естественном основании) и по контакту со сваями, перемещения и углы поворота усилен-

ных фундаментов определяются алгебраическим суммированием соответствующих величин, полученных на каждом этапе расчета. Осадку усиленного фундамента рассчитывают на втором этапе. При этом модуль деформа-

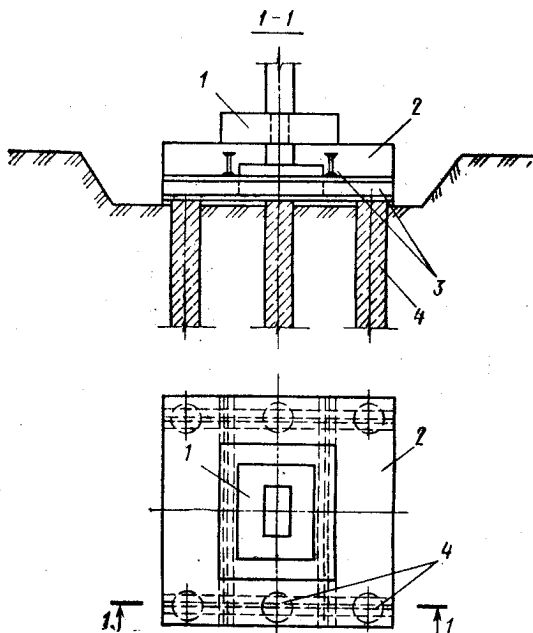


Рис. 10.12. Усиление столчатого фундамента на естественном основании с устройством ростверка, армированного металлическими балками:

1 — усиливаемый фундамент; 2 — ростверк усиления; 3 — металлические балки; 4 — сваи усиления

ции грунта определяют с учетом его упрочнения в процессе эксплуатации. Допускается рассчитывать модуль по формуле

$$E_{st} = 1,3E, \quad (10.2)$$

где  $E$  — модуль деформаций грунта, вычисленный по результатам лабораторных или полевых испытаний, МПа. Упрочнение грунта учитывается в расчетах на глубину,

не превышающую ширину фундамента до его усиления.

Расчет усиленного фундамента осуществляется в линейной постановке по плоской расчетной схеме. На каждом этапе расчета усиленный фундамент рассматривается как статически неопределимая система, нагруженная внешней нагрузкой с одной стороны и усилиями от свай и отпором грунта под подошвой — с другой (рис. 10.13

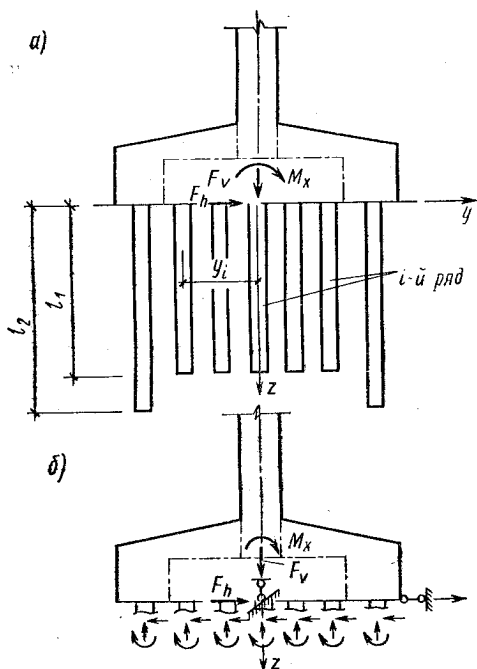


Рис. 10.13. Модель расчета усиленного свайного фундамента:

а — расчетная схема; б — основная система метода перемещений

и 10.14). Усилия от свай выражаются через жесткостные характеристики свай и деформации фундамента, отпор грунта — через коэффициент постели и также деформации фундамента. Последний учитывается только при усилении фундаментов на естественном основании.

Усилия и деформации фундамента определяются из



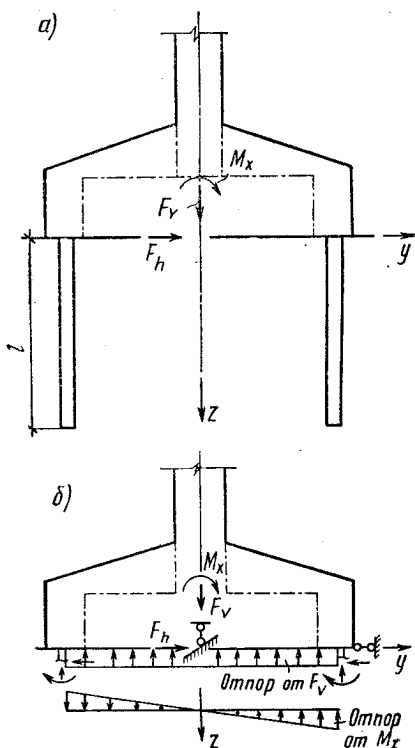


Рис. 10.14. Модель расчета усиленного фундамента на естественном основании:

а — расчетная схема; б — основная система метода перемещений

решения системы канонических уравнений метода перемещений.

При этой методике расчета грунт рассматривается как линейно деформируемая среда, которая характеризуется следующими параметрами:  $K_{v0}$  — вертикальным коэффициентом постели по контакту с подошвой фундамента на естественном основании, который принимается одинаковым во всех точках основания,  $\text{кН/м}^3$ ,  $K_{h,z}$  — горизонтальным коэффициентом постели по контакту с боковой поверхностью свай и  $K_{h,l}$  — вертикальным коэффициентом постели по контакту с подошвой свай.

Значения коэффициентов постели определяют по методике, разработанной Харьковским ПромстройНИИпроектом.

Расчет устойчивости грунта основания вокруг свай осуществляется в соответствии с требованиями СНиП II-17—77.

### 10.3. Улучшение и усиление каменных конструкций

При реконструкции зданий и сооружений, выполненных из каменных конструкций, важно оценить фактическую прочность несущих элементов. Эта оценка для армированных и неармированных конструкций выполняет-

ся методом разрушающих нагрузок на основании фактической прочности кирпича, раствора и предела текучести стали. При этом необходимо наиболее полно учитывать все факторы, которые могут снизить несущую способность конструкции (трещины, локальные повреждения, отклонения кладки по вертикали и соответствующее увеличение эксцентриситетов, нарушение связей между несущими конструкциями, смещения плит покрытий и перекрытий, прогонов, стропильных конструкций и т. п.).

В связи с тем что каменные конструкции испытывают в основном сжимающие усилия, наиболее эффективным способом их усиления является устройство стальных, железобетонных и армированных растворных обоев (рис. 10.15).

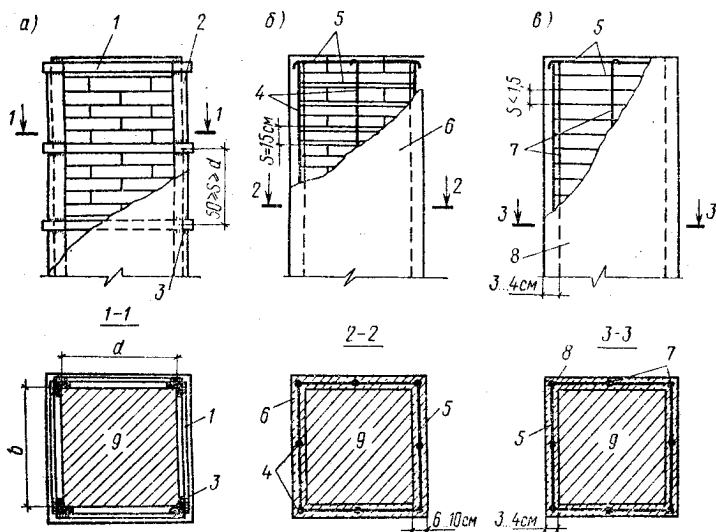


Рис. 10.15. Усиление каменных столбов стальной (а), железобетонной (б) и армированной растворной (в) обоймами:

1 — планки  $35 \times 5 \dots 60 \times 12$  мм; 2 — уголки; 3 — сварка; 4 — стержни  $\varnothing 5 \dots 12$  мм; 5 — хомуты  $\varnothing 4 \dots 10$  мм; 6 — бетон В12.5...В14; 7 — стержни  $\varnothing 6 \dots 12$  мм; 8 — раствор марки 50...75; 9 — кладка

Каменная кладка в обойме работает в условиях все-стороннего сжатия, при этом ее поперечные деформации значительно уменьшаются и, как следствие, существенно увеличивается сопротивление продольной силе.

Стальная обойма состоит из двух основных элементов — вертикальных стальных уголков, которые устанавливаются по углам простенков или столбов на цементном растворе, и хомутов из полосовой или круглой стали. Шаг хомутов принимается не более меньшего размера сечения и не более 500 мм. Для обеспечения включения обоймы в работу кладки необходимо тщательно зачеканивать или инъецировать зазоры между стальными элементами обоймы и каменной кладкой цементным раствором.

После устройства металлической обоймы ее элементы защищают от коррозии цементным раствором толщиной 25...30 мм по металлической сетке.

Железобетонная обойма выполняется из бетона класса В10 и выше с продольной арматурой классов А-I, А-II, А-III 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.

Армированная растворная обойма отличается от железобетонной тем, что вместо бетона применяется цементный раствор марки 75...100, которым защищается арматура усиления.

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, однако, отметить, что увеличение процента армирования поперечными хомутами не обеспечивает пропорционального прироста прочности кладки — увеличение несущей способности происходит по затухающей кривой.

При увеличении размеров сечения элементов эффективность обоймы несколько снижается, однако это снижение незначительно и в расчетах может не учитываться.

Для обеспечения совместной работы элементов обоймы при ее длине, превышающей в 2 раза и более толщину, необходимо установить дополнительные поперечные связи, которые пропускают через кладку (рис. 10.16), расстояние между этими связями в плане принимается не более 1 м и не более двух толщин стен, а по высоте — не более 75 см.

Одновременно с усилением стен обоями рекомендуется также выполнять инъекцию в имеющиеся трещины в кирпичной кладке цементного раствора.

Инъекция осуществляется путем нагнетания в поврежденную кладку жидкого цементного или полимерцементного раствора под давлением. При этом происходит общее замоноличивание кладки, восстанавливается

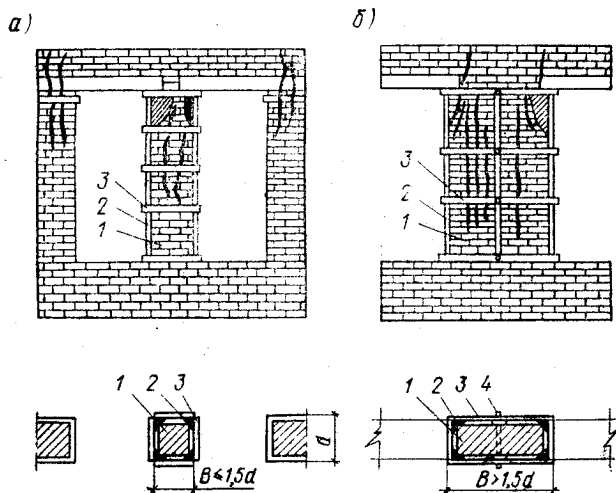


Рис. 10.16. Усиление простенков стальными обоями:  
1 — кирпичный столбик; 2 — стальные уголки; 3 — планка; 4 — поперечная связь

и даже увеличивается ее несущая способность. Достоинством такого метода усиления является возможность его осуществления без остановки производства, при небольших затратах материалов и без увеличения поперечных размеров конструкций.

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  $2000...2200 \text{ см}^2/\text{г}$ .

Для повышения пластичности состава в раствор до-

бавляют пластифицирующие добавки в виде нитрита натрия (5 % от массы цемента), поливинилацетатную эмульсию ПВА с полимерцементным отношением П/Ц = 0,6 или нафталиноформальдегидную добавку в количестве 0,1 % от массы цемента.

К инъекционным растворам предъявляются 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 (эпоксидная смола ЭД-20 (ЭД-16) — 100 мас. ч.; модификатор МГФ-9—30 мас. ч.; отвердитель ПЭПА — 15 мас. ч.; тонкомолотый песок — 50 мас. ч.), а также цементно-песчаные растворы с добавкой тонкомолотого песка (цемент — 1 мас. ч.; суперпластификатор нафталиноформальдегид — 0,1 мас. ч.; песок — 0,25 мас. ч.; водоцементное отношение — 0,6).

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.

Предел прочности кладки  $\bar{R}$ , усиленной инъектированием, определяется по СНиП II-22—81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» с введением поправочных коэффициентов  $m_k$ , величина которых зависит от причин образования трещин в кирпичной кладке и от вида инъекционного раствора ( $m_k=1,1$  — при наличии трещин от силовых воздействий и при применении цементного и цементно-полимерного раствора;  $m_k=1,3$  — то же, при полимерных растворах  $m_k=1,0$  — при наличии одиночных трещин от неравномерных осадок опор или при нарушении связи между совместно работающими стенами и усиленном инъектировании цементно-песчаным или полимерными растворами). Прочность инъекционных растворов на сжатие должна составлять 15...25 МПа.

Совместное усиление кирпичной кладки стальной

обоймой и инъектированием позволяет существенно повысить ее несущую способность и используется в том случае, если раздельное применение этих способов усиления недостаточно.

При устройстве комбинированного усиления сначала устанавливают металлическую обойму, затем производят инъектирование раствора в кладку. Расчет несущей способности при этом осуществляют как для кладки усиленной обоймой, но несущую способность кладки при этом определяют с учетом коэффициента  $m_k$ .

При надстройке и реконструкции кирпичных зданий и сооружений, а также в случае аварийного состояния стен рекомендуется полная замена каменных конструкций. Замена производится после временного крепления стен конструкциями из дерева или стального проката, способных воспринять нагрузки, передающиеся на разбираемые простенки или столбы.

При необходимости замены узких простенков устанавливают временные стойки, которые опираются на подоконные участки и поддерживают перемычки. При ширине простенка более 1 м устанавливают две и более стоек. Включение стоек в работу осуществляется с помощью клиновидных подкладок.

Новую кладку выполняют из каменных материалов более высокой прочности, но не ниже марки 100 на растворе марки 100 и выше. При этом осуществляют плотное осаживание кирпича для получения тонких швов кладки. При необходимости горизонтальные швы армируют стальными сетками. Верх новой кладки не доводят до старой на 3...4 см и затем этот зазор плотно зачеканивают жестким цементным раствором марки 100 и выше. При необходимости плотность прилегания новой и старой кладки обеспечивается путем забивки в неотвердевший раствор плоских стальных клиньев.

Временные крепления разбирают после того, как раствор новой кладки наберет 50 % проектной прочности.

При реконструкции кирпичных зданий часто возникает необходимость в повышении их жесткости и прочности в связи с появлением в процессе эксплуатации недопустимых трещин и деформаций. Эти дефекты могут быть вызваны неравномерными осадками фундаментов в результате ошибок при проектировании, строительстве или эксплуатации, плохой перевязкой швов и т. п. Одним из наиболее эффективных способов восстановле-

ния и усиления несущей способности здания в этом случае является его объемное обжатие с помощью металлических тяжей диаметром 25...36 мм, располагаемых в уровне перекрытий.

Объемное обжатие может осуществляться для здания в целом или для его отдельной части. Тяжи могут располагаться по поверхности стен или в бороздах сечением  $70 \times 80$  мм. После натяжения борозды заделываются цементным раствором; тяжи, расположенные по поверхности стен, также оштукатуриваются, образуя горизонтальные пояса, которые не должны ухудшать архитектурный облик здания.

Крепление тяжей осуществляется к вертикальным уголкам, устанавливаемым на цементном растворе на углах и выступах здания (рис. 10.17). Натяжение тяжей осуществляется с помощью стяжных муфт одновременно по всему контуру здания. Предварительно тяжи разогреваются автогеном, паяльными лампами или электронагревом.

Механическое натяжение осуществляется вручную с помощью рычага длиной 1,5 м с усилием 300...400 Н. Общее усилие натяжения составляет около 50 кН, его контроль осуществляется по отсутствию провисания тяжей, различными приборами, индикаторами, простукиванием (хорошо натянутый тяж издает чистый звук высокого тона).

Поврежденные или отклонившиеся от вертикали углы зданий усиливаются металлическими балками из швеллеров № 16...20, которые устанавливаются в уровне перекрытий в вырубленные с двух сторон стены борозды или на поверхности стены и соединяются друг с другом стяжными болтами.

Кирпичные опоры под железобетонные или стальные перемычки при необходимости усиливают бандажами или обоймами, а при сильных повреждениях разбирают и перекладывают, предварительно установив под концами перемычек временные разгружающие стойки на клиньях.

Усиление перемычек или устройство новой перемычки над проемом большего размера осуществляется путем подведения стальных балок, которые устанавливаются над проемом в вырубленные борозды и стягиваются между собой болтами. После разборки нового проема балки оштукатуриваются по металлической сетке.

При нарушении совместной работы продольных и поперечных стен вследствие образования трещин 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.

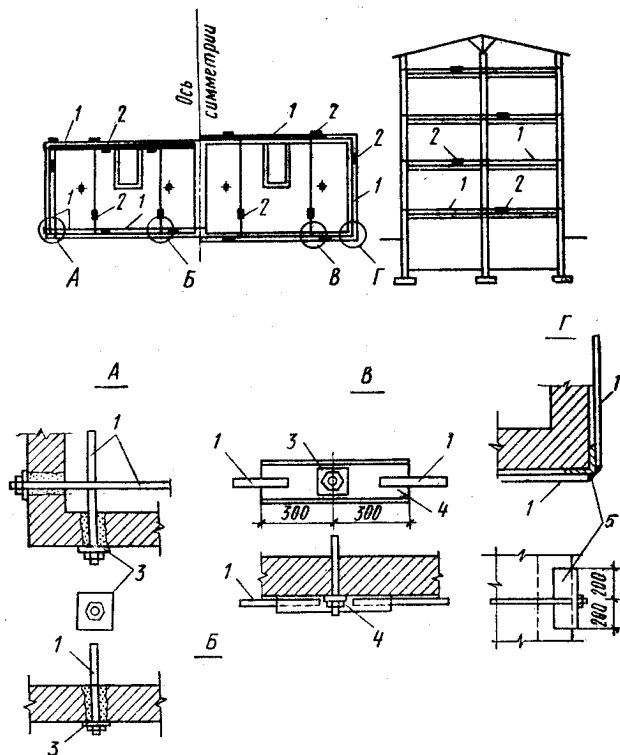


Рис. 10.17. Усиление стен объемным обжатием:

1 — тяжи; 2 — муфта натяжения; 3 — металлическая прокладка; 4 — швеллер № 16—20; 5 — уголок

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  $\frac{1}{3}$  толщины. При высоте стен до 6 м их раскрепляют подкосами из бревен, установленными



с шагом 3...4 м, причем верхние концы подкосов упирают в металлические штыри, забитые в швы кладки. При большей 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 крепление стен осуществляется тяжами с натяжными муфтами. Рационально при этом использовать расположенные рядом устойчивые здания и сооружения (рис. 10.18).

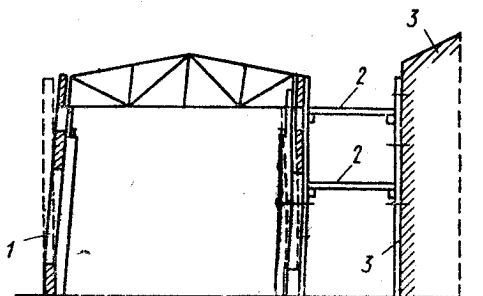


Рис. 10.18 Крепление наклонившейся стены к стенам устойчивых зданий:

1 — деформированное здание; 2 — распорка; 3 — устойчивое сооружение

Поврежденные несущие простенки возможно разгрузить, установив в смежных проемах временные стойки или (при технологической возможности) заложив их кирпичной кладкой.

При опирании на усиливаемые 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.

#### 10.4. Усиление балок и прогонов

##### Конструктивные решения усиления

Одним из наиболее простых способов усиления изгибаемых стержневых конструкций является подведение под них жестких или упругих опор. Этот способ рекомендуется, если дополнительные опоры не препятствуют технологическому процессу.

Жесткие опоры могут располагаться на отдельных или существующих фундаментах. Последнему следует отдавать предпочтение, даже если это потребует усиления фундаментов. Дело в том, что при дополнительных фундаментах трудно избежать осадок опор и, как следствие, их плохого включения в работу усиливаемой конструкции. В качестве контрмеры рекомендуется предварительное обжатие грунта под фундаментом усилием, равным расчетной нагрузке.

На рис. 10.19 и 10.20 приведены примеры усиления балок и ригелей подведением жестких опор, которые

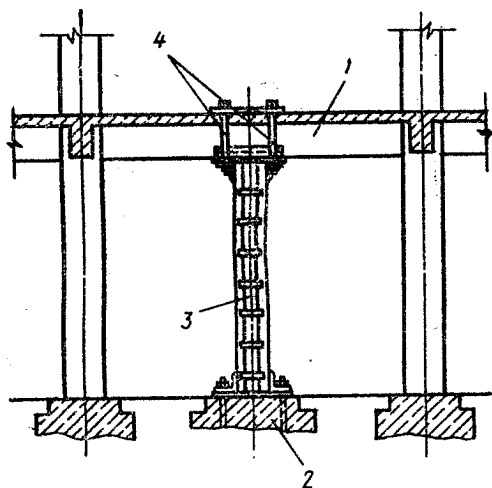


Рис. 10.19. Усиление балки подведением жесткой опоры:

1 — усиливаемая балка; 2 — дополнительный фундамент; 3 — колонна усиления; 4 — болты

могут выполняться как в металле, так и в железобетоне. Важным моментом при таком усилении является включение элементов усиления в работу усиливаемой конструкции. Это достигается путем установки клиновидных прокладок, подъемом усиливаемой конструкции с помощью горизонтально расположенных домкратов, натяжением металлической затяжки посредством натяжной муфты и другими способами.

Дополнительные упругие опоры под усиливаемые изгибаемые элементы обычно выполняют в виде металли-

ческих балок или ферм, которые устанавливаются с некоторым зазором под конструкцией на общие с ней или отдельные опоры. В зазоре располагают металлические прокладки или распорные болты. Включение дополни-

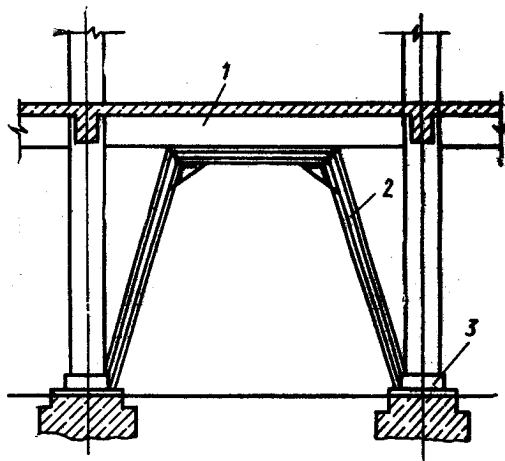


Рис. 10.20. Усиления ригеля жестким порталом:

1 — усиливаемый ригель; 2 — жесткий портал; 3 — металлический бандаж

тельных опор в работу осуществляется различными способами: подтягиванием опорных концов балок (ферм) к усиливаемой конструкции, расклинкой косых прокладок, распорными болтами и т. п.

В качестве упругих дополнительных опор могут быть также рекомендованы гибкие тязи, подвешиваемые к вышележащим конструкциям, если они не препятствуют технологическому процессу. Натяжение тязей осуществляется с помощью гаек и натяжных муфт или электротермическим способом.

В исключительных случаях, когда конструкции находятся в критическом состоянии и возможно их разрушение (полное или частичное) без нагрузки, а также если существующие конструкции не позволяют обеспечить габариты помещений по требованиям новой технологии, рекомендуется произвести полную разгрузку или замену конструкций. Необходимо отметить, что эта работа требует наиболее существенных материальных и трудо-

вых затрат и должна быть соответствующим образом обоснована.

Разгружающие конструкции в виде отдельных балок, ферм, плит, а также комбинированных систем из железобетона и металла применяются обычно для разгрузки небольших участков перекрытий, когда не требуется устройство дополнительных колонн и фундаментов.

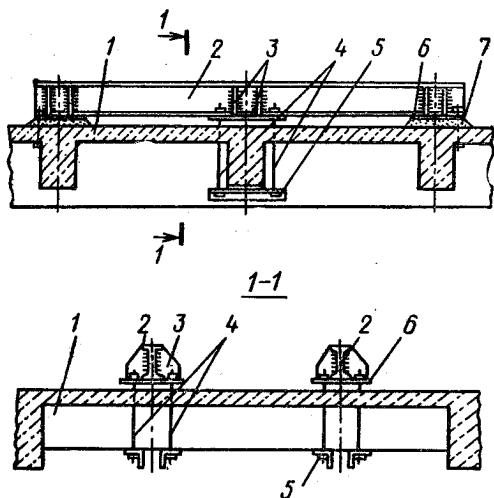


Рис. 10.21. Усиление балки и плиты перекрытия металлическими балками сверху:

1 — разрушаемая балка; 2 — металлическая балка;  
3 — ребра жесткости; 4 — тяжи; 5 — планка; 6 — опорные листы; 7 — опорные подушки

При возможности разгружающие конструкции следует устанавливать сверху разгружаемых (рис. 10.21, 10.22), обеспечивая между ними зазор для свободного прогиба элементов усиления. Если это невозможно по технологическим причинам, разгружающие конструкции подводят или подвешивают снизу. В этом случае передача нагрузки осуществляется с помощью стоек, пропущенных через отверстия, в разгружаемом перекрытии (рис. 10.23).

При частичном разгрузении конструкции снимают с существующей только часть нагрузки. В этом случае элементы усиления могут иметь контакт с существующи-

ми конструкциями по всей длине или в отдельных точках (рис. 10.24).

При применении разгружающих конструкций, не монолитных с усиливаемой, их расчет осуществляется

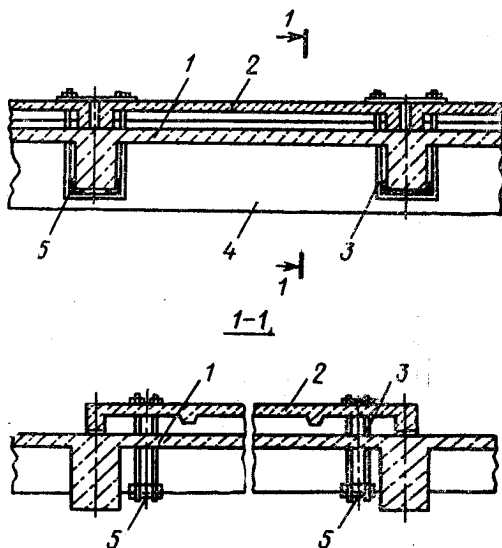


Рис. 10.22. Разгрузка монолитной железобетонной плиты ребристой железобетонной плитой:

1 — разгружаемая плита; 2 — конструкция усиления; 3 — элементы крепления; 4 — ригель; 5 — прокладки

как отдельных самостоятельных элементов или они рассматриваются как элементы общей системы, усилия в которых определяются по правилам строительной механики.

При применении полного разгрузки существующих конструкций между ними и новыми разгружающими конструкциями должен быть обеспечен зазор, который превышает максимальный прогиб для металлических конструкций усиления в 1,5 раза, для железобетонных — в 2 раза.

При частичном разгрузении с помощью конструкций, которые соприкасаются с усиливаемой конструкцией по всей длине или устанавливаются рядом, усилия в изгибаемых элементах распределяются пропорциональ-

но жесткостям:

$$M_1/B_1 = M_2/B_2, \quad (10.3)$$

где  $B_1$  и  $M_1$  — соответственно жесткость и момент, воспринимаемый существующей конструкцией;  $B_2$  и  $M_2$  — то же, элементами усиления.

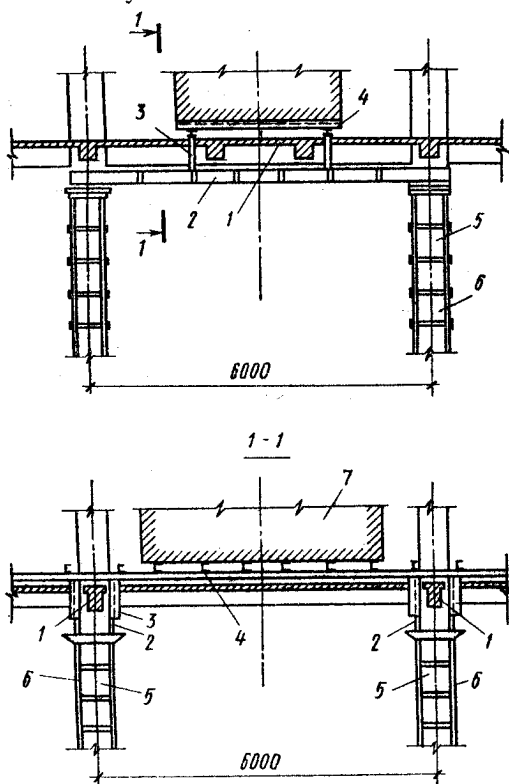


Рис. 10.23. Разгрузка плиты перекрытия системой металлических балок снизу:

1 — усиливаемое перекрытие; 2 — разгружающая балка (главная); 3 — стойка; 4 — разгружающие балки; 5 — колонны; 6 — обоймы усиления; 7 — дополнительное обрешивание

В усиленной конструкции сначала определяют нагрузку, которая воспринимается существующей конструкцией, затем на дополнительную нагрузку подбирают

сечение конструкции усиления. При этом пропорционально жесткостям распределяется только та часть нагрузки, которая была приложена после усиления. Если разгружающая конструкция соприкасается с усиливаемой не по всей длине, а в отдельных точках (например,

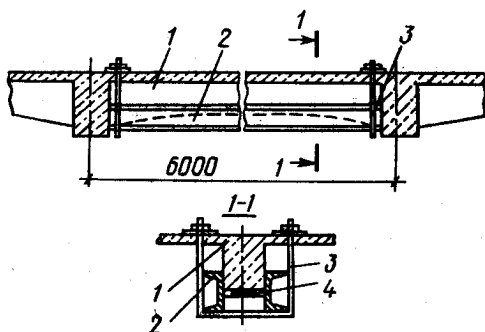


Рис. 10.24. Частичная разгрузка металлическими балками снизу:

1 — усиливаемая балка; 2 — балки усиления; 3 — тяжи; 4 — упорная пластина

через прокладки), то распределение по жесткостям осуществляется при количестве точек опирания не менее 8 (в том числе и на опорах), а расстояние между опорами не превышает трех высот любой из двух конструкций. Полный момент в комплексной конструкции равен сумме двух моментов:  $M = M_1 + M_2$ , где  $M_1$  и  $M_2$  — соответственно моменты, воспринимаемые существующей конструкцией и конструкцией усиления. В частично разгружаемой железобетонной конструкции расчет по наклонному сечению на всю нагрузку производится только для элементов усиления.

До усиления конструкций жесткими дополнительными опорами необходимо проверить общую деформацию от максимальных ожидаемых нагрузок в местах примыкания к усиливаемой конструкции. Во избежание деструктивных изменений в существующей конструкции эта деформация не должна превышать максимальный прогиб усиливаемой конструкции без дополнительных опор более чем на 10%. При подведении жестких опор усиливаемую конструкцию следует максимально разгрузить.

Расчетные усилия в изгибаемых элементах, усиленных жесткими опорами, определяются как сумма усилий, подсчитанных для двух стадий работы конструкций: до усиления (при этом принимается первоначальная расчетная схема) и после усиления (расчетная схема принимается с учетом дополнительных жестких опор).

Расстояния между опорами следует назначать такими, чтобы суммарная эпюра моментов ни в одном сечении не выходила за пределы эпюры материалов. В том случае, если над дополнительной опорой возникает отрицательный момент, превышающий допустимый, и возможно образование нормальных трещин, балку следует рассматривать как разрезную с шарниром в месте опоры.

В связи с тем что наличие нормальных трещин может снизить несущую способность балки по наклонному сечению, необходимо предусмотреть достаточную площадь ее опирания на дополнительной опоре.

При усилении изгибаемых элементов упругими дополнительными опорами их расчет, как и при жестких опорах, осуществляется для двух стадий, а найденные из статических расчетов усилия суммируются. Расчет по второй стадии системы «балка — упругие опоры» основан на равенстве прогибов усиливаемого элемента и упругой опоры в месте их соединения. В качестве расчетной схемы принимается балка на упруго-податливых опорах, усилия в которой определяются по уравнениям пяти моментов при известных жесткостных характеристиках опор. Эти характеристики можно найти, выполнив статический расчет всей конструкции, дополнительной опоры и установив ее перемещение от единичной силы, приложенной в точке установки опоры. В случае установки нескольких дополнительных опор жесткостные характеристики определяются для каждой из них.

Усилия в дополнительных опорах вычисляются по выбранной расчетной схеме с учетом нагрузок, прикладываемых к конструкции, и реакций в местах установки упругих опор.

При устройстве дополнительных жестких и упругих железобетонных опор рекомендуется учитывать возможное перераспределение усилий в усиливаемой конструкции в связи с деформациями ползучести, которые снижают жесткостные характеристики опор. Этот учет производится в соответствии с положениями СНиП



2.03.01—84 при учете воздействия длительных статических нагрузок.

Усиление сжатых зон изгибаемых (и внецентренно сжатых) элементов возможно осуществлять торкрет-бетоном толщиной до 30 мм, который наносится на очищенную и промытую бетонную поверхность старого бетона, обернутую сеткой с ячейкой 30...60 мм из проволоки диаметром 1...2 мм, прикрепленной к конструкции дюбелями с помощью строительного пистолета. При тщательном соблюдении перечисленных рекомендаций обеспечивается надежное сцепление «нового» и «старого» бетона, в результате сечение конструкции и, как следствие, ее несущая способность увеличиваются. Более существенного повышения несущей способности элементов возможно добиться увеличением площади сечения арматуры (наращивание сечения). Если по расчету требуется незначительное увеличение сечения арматуры (2...4 стержня), осуществляют подварку новой арматуры к существующим стержням боковых каркасов. Для этого скалывают защитный слой, оголяют арматуру и приваривают к ней прерывистым швом коротыши диаметром 10...40 мм, длиной 50...200 мм с шагом 200...1000 мм — для растянутых стержней и не более 20 диаметров продольной арматуры, но не более 500 мм — для сжатой (рис. 10.25). К коротышам приваривают дополнительную продольную арматуру, которую допускается применять тех же классов. При арматуре класса Ат-V и выше из высокопрочной проволоки и канатов, а также при сильной коррозии арматуры применение сварки не допускается и усиление конструкций методом наращивания не рекомендуется.

После установки дополнительной арматуры производится ее торкретирование или заделка цементной штукатуркой, при этом размер сечения элемента увеличивается на 20...80 мм. При большей толщине наращивания применяют вертикальные и наклонные соединительные элементы.

Для увеличения сцепления старого и нового бетона на поверхности усиливаемого элемента перед наращиванием выполняют насечку, которую тщательно очищают от пыли и грязи водой под давлением. Минимальный диаметр арматуры при наращивании — 10 мм. При необходимости более мощного усиления устраивают наружные уголковые полуобоймы.

Для совместной работы с железобетонной конструкцией металлоконструкции усиления должны быть обязательно приварены к существующей арматуре. С этой целью угловые стержни арматурного каркаса оголяют на ограниченных участках длиной 6...12 см с шагом 60...120 см (рис. 10.25, б). К арматуре приваривают ко-

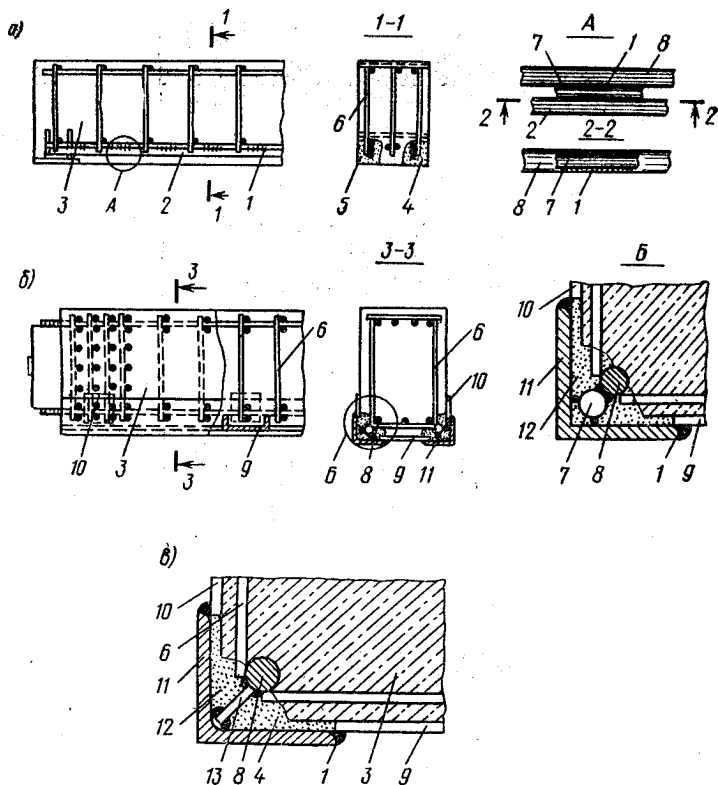


Рис. 10.25. Усиление балок полуобоймами:

а — добавление стержневой арматуры; б — усиление наружной уголковой обоймы, приваренной к существующей арматуре; в — деталь приварки уголка с помощью диагональных ребер из листовой стали; 1 — сварные швы; 2 — добавочная арматура усиления; 3 — усиливаемый элемент; 4 — сколотый бетон защитного слоя угловых стержней с последующим его восстановлением; 5 — защитное покрытие из перхлорвинилового лакокрасочного материала; 6 — поперечные стержни крайних сварных каркасов; 7 — стержни — прокладки-коротыши; 8 — угловые стержни крайних сварных каркасов; 9 — соединительные планки обоймы; 10 — боковые листовые прокладки; 11 — уголки обоймы; 12 — пространство, заполненное цементным раствором; 13 — листовая диагональная прокладка

роткие арматурные стержни, диаметр которых принимают таким, чтобы они были заподлицо с наружными гранями сечения. Затем к коротким прокладкам приваривают планки обойм, плотно прилегающие к телу бетона. Обоймы из уголков приваривают непосредственно к соединительным планкам обойм.

Прокладки-коротыши могут быть заменены диагональными ребрами из листовой стали (рис. 10.25, в). Зазоры между ветвями обоймы и телом бетона заполняют цементным раствором состава 1:2 или 1:3 на расширяющемся или безусадочном цементе, затем элементы усиления покрывают перхлорвиниловой эмалью по грунту под цвет конструкции.

Так как свариваемые стали (арматура и профильный металл) имеют разные марки, сварку производят электродами Э42А-Ф или 350А-Ф.

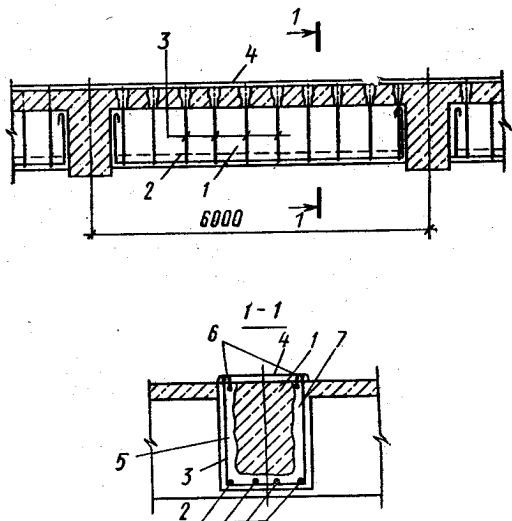


Рис. 10.26. Усиление балки «рубашкой»:

1 — усиливаемая балка; 2 — рабочая арматура; 3 — хомуты; 4 — стяжка; 5 — насечка; 6 — монтажная арматура «рубашки»; 7 — «рубашка»

Усиления добавлением арматуры, а также в виде обойм и полуобойм можно рекомендовать также при обнаружении ошибок в армировании, допущенных при из-

готовлении конструкций, или занижении проектного класса бетона.

Распространенным способом усиления изгибаемых железобетонных элементов является устройство «рубашек» — незамкнутых с одной стороны обетонков. Этот способ рекомендуется при усилении балок ребристых перекрытий и т. п. (рис. 10.26).

### Особенности расчета

Расчет железобетонных изгибаемых элементов, усиленных обоями, «рубашками», наращиванием, выполняется как для монолитных. Различного рода дефекты в усиливаемой конструкции (коррозия арматуры, расслоение бетона и др.) учитываются так же, как и при расчете конструкции до усиления.

В связи с тем что усиленный элемент может иметь в одном сечении различные классы бетона и арматуры, расчет изгибаемых элементов по нормальным сечениям производится по общему случаю расчета железобетонных конструкций в соответствии со СНиП 2.03.01—84.

При наличии двойной арматуры как в существующей конструкции, так и в элементах усиления нормальные сечения изгибаемого элемента, нагруженного внешней силой, расположенной в плоскости оси симметрии, возможно рассчитывать в зависимости от соотношения фактической величины относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi$  и ее граничного значения  $\xi_R$ , определяемого по СНиП 2.03.01—84. При подсчете  $\xi_R$  принимается, что предельное состояние в конструкции достигается одновременно с достижением в растянутой арматуре расчетного сопротивления, принятого в соответствии со СНиП 2.03.01—84, но без учета коэффициента  $\gamma_{sb}$ .

При подсчете  $\xi$  рабочая высота сечения  $h_{0,red}$  принимается равной сумме расстояния от сжатой грани сечения до центра тяжести (ц. т.) (рис. 10.27) существующей растянутой арматуры  $h_0$  и расстояния от ц. т. существующей арматуры до центра тяжести арматуры усиления  $a_{red}$ . В случае расположения в сжатой зоне бетона разных классов при определении  $\xi$  и  $\xi_R$  в расчетах принимается расчетное сопротивление бетона более низкого класса. При различных классах арматуры в существующей конструкции и элементах усиления их расстояние от центра тяжести определяется с использова-

нием приведенной площади сечения:

$$A_{s,red} = A_s + \frac{R_{s,ad}}{R_s} A_{s,ad}; \quad (10.4)$$

$$A'_{s,red} = A'_s + \frac{R_{sc,ad}}{R_{sc}} A_{s,ad}, \quad (10.5)$$

где  $A_{s,red}$  и  $A'_{s,red}$  — приведенная площадь сечения в растянутой и сжатой арматуре;  $A_s$  и  $A'_s$  — площади растянутой и сжатой арматуры существующей конструкции;  $A_{s,ad}$  и  $A'_{s,ad}$  — то же, элементов усиления;  $R_s$  и  $R_{s,ad}$  — расчетные сопротивления растяжению существующей

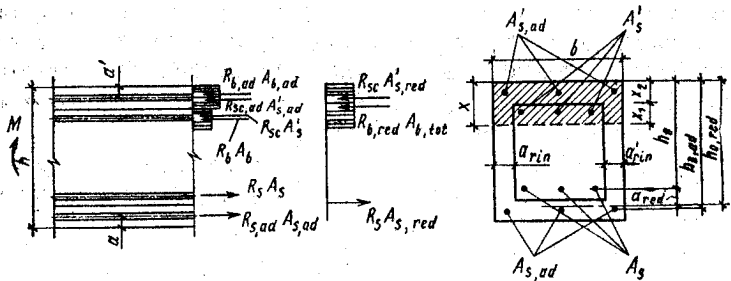


Рис. 10.27. Расчетная схема усиления обоямами

арматуры и стержней усиления;  $R_{sc}$  и  $R_{sc,ad}$  — то же, сжатию. При этом

$$a_{red} = \frac{R_{s,ad} A_{s,ad} (h_{0,ad} - h_0)}{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}}, \quad (10.6)$$

где  $h_{0,ad}$  — расстояние от сжатой грани усиленного элемента до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления (см. рис. 10.27).

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{R_s A_{s,red} - R_{s0} A'_{s,red}}{R_b b h_{0,red}}, \quad (10.7)$$

где  $b$  — ширина усиленного элемента.

Расчет прочности усиленного сечения:

$$M \leq R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_{sc,red} (h_{0,red} - a'), \quad (10.8)$$

где  $x$  — высота сжатой зоны бетона;  $a'$  — расстояние

от сжатой грани бетона усиленного элемента до центра тяжести сжатой арматуры усиления.

Приведенное расчетное сопротивление сжатой зоны бетона

$$R_{b,red} = (R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad}) / A_{b,tot}, \quad (10.9)$$

где  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона существующей конструкции при сжатии;  $R_{b,ad}$  — то же, элементов усиления;  $A_b$  — площадь сжатой зоны усиливаемого элемента;  $A_{b,ad}$  — то же, усиливающего элемента;  $A_{b,tot} = A_b + A_{b,ad}$  — суммарная площадь сечения сжатой зоны усиленного элемента.

Полная высота сжатой зоны бетона составляет  $x = x_1 + x_2$ , где  $x_1$  — высота сжатой зоны бетона, которая находится в усиливаемом элементе;  $x_2$  — то же, в усиливающем. Соответственно площади бетона составляют  $A_b = [b - (a_{rin} + a'_{rin})] x_1$ ;  $A_{b,ad} = bx - A_b$ , где  $a_{rin}$  и  $a'_{rin}$  — ширина обоймы наращивания.

Если сжатая зона находится в пределах бетона усиления,  $R_{b,red}$  принимают равным  $R_{b,ad}$  и уточняют новую высоту сжатой зоны бетона.

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b}. \quad (10.10)$$

Необходимую площадь дополнительной растянутой арматуры определяют из совместного решения уравнений (10.8) и (10.10) по формуле

$$A_{s,ad} = -A/2 + \sqrt{A^2/4 - B}, \quad (10.11)$$

где

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5R_{t,ad}}; \quad (10.12)$$

$$B = \frac{2(M + R_{sc} A'_{s,red} a' - R_s A_s h_{0,red}) R_{b,red} b (R_s A_s - R_{sc} A'_{sc})^2}{R_{s,ad}^2}. \quad (10.13)$$

При отсутствии сжатой арматуры в существующей конструкции и элементе усиления:

$$A = \frac{R_s A_s - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5R_{s,ad}}; \quad (10.14)$$

$$B = \frac{2(M - R_s A_s h_{0,red}) R_{b,red} b + R_s^2 A_s^2}{R_{s,ad}^2}; \quad (10.15)$$

$$x = \frac{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}}{R_{b,red} b}. \quad (10.16)$$

Как и обычные железобетонные изгибаемые элементы, усиливаемые конструкции рекомендуется проектировать при соблюдении условия  $x \leq \xi_R h_{0,red}$ . Если площадь растянутой арматуры по конструктивным соображениям или по расчету принята большей и  $x > \xi_R h_{0,red}$ , то допускается производить расчет по формуле (10.8), вычислив высоту сжатой зоны по формуле

$$x = \frac{\sigma_{s,ad} A_{s,ad} + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b}, \quad (10.17)$$

где

$$\sigma_s = \frac{0,2 + \xi_R}{0,2 + \xi + 0,35 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} \left(1 - \frac{\xi}{\xi_R}\right)}; \quad (10.18)$$

$$\sigma_{s,ad} = \frac{0,2 + \xi_R}{0,2 + \xi + 0,35 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,red}} \left(1 - \frac{\xi}{\xi_R}\right)}, \quad (10.19)$$

$\sigma_{sp}$  — предварительное напряжение в арматуре до обжатия бетона (при натяжении на упоры) или в момент снижения напряжения обжатия в бетоне под воздействием внешних фактических или условных сил. Величина  $\sigma_{sp}$  определяется по СНиП 2.03.01—84 при  $\gamma_{sp} > 0$ . При отсутствии предварительного напряжения в формулах (10.18), (10.19) третье слагаемое в знаменателе отсутствует. При вычислении  $\sigma_s$  и  $\sigma_{s,ad}$  значения  $\xi$  и  $\xi_R$  определяют по тому классу бетона, в котором расположена соответствующая арматура.

Дополнительную растянутую арматуру определяют в этом случае также по формуле (10.11) при следующих значениях  $A$  и  $B$ :

$$A = \frac{\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5 \sigma_{s,ad}}; \quad (10.20)$$

$$B = \frac{2(M + R_{sc} A'_{s,red} a' - \sigma_s A_s h_{0,red}) \times}{\sigma_{s,ad}^2}$$

$$\rightarrow \frac{\times R_{b,red} b + (\sigma_s A_s - R_s A_{s,red})^2}{\sigma_{s,ad}^2} \quad (10.21)$$

При усилении изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечения наращиванием только сверху высоту наращивания  $x_2$  определяют из условия, чтобы площадь имеющейся растянутой арматуры была достаточна для восприятия максимального момента. При однорядном расположении арматуры только в растянутой зоне

$$x_2 = M / (R_s A_s) - h_0 + 0,5x, \quad (10.22)$$

где

$$x = R_s A_s / (R_{b,red} b). \quad (10.23)$$

Если высота сжатой зоны бетона меньше высоты наращивания,  $R_{b,red}$  в формуле (10.23) принимается равным  $R_{b,ad}$ ; если больше, то  $R_{b,red}$  определяют по формуле (10.9).

При усилении тавровых железобетонных сечений наращиванием снизу и сверху расчет при соблюдении условия  $\zeta < \zeta_R$  производят в зависимости от положения границы сжатой зоны (рис. 10.28).

При прохождении нейтральной оси в полке, т. е. при

$$R_s A_{s,red} \leq R_{b,red} b'_f h'_f + R_{sc} A'_{s,red}, \quad (10.24)$$

расчет производят как для элемента прямоугольного сечения шириной  $b'_f$ . При расположении границы сжатой зоны в ребре расчет прочности производят по формуле

$$M \leq R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0,5x) + R_{b,red} h'_f (b'_f - b) (h_{0,red} - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{0,red} - a'), \quad (10.25)$$

где

$$x = \frac{R_s A_{s,red} - R_{b,red} h'_f (b'_f - b) - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b}, \quad (10.26)$$

$A_{s,red}$  и  $A'_{s,red}$  определяют по формулам (10.4) и (10.5);  $R_{b,red}$  — по формуле (10.9).

Площадь дополнительной арматуры определяют по формуле (10.11), где

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} [bh_{0,red} + h_f (b'_f - b)]}{0,5R_{s,ad}}; \quad (10.27)$$



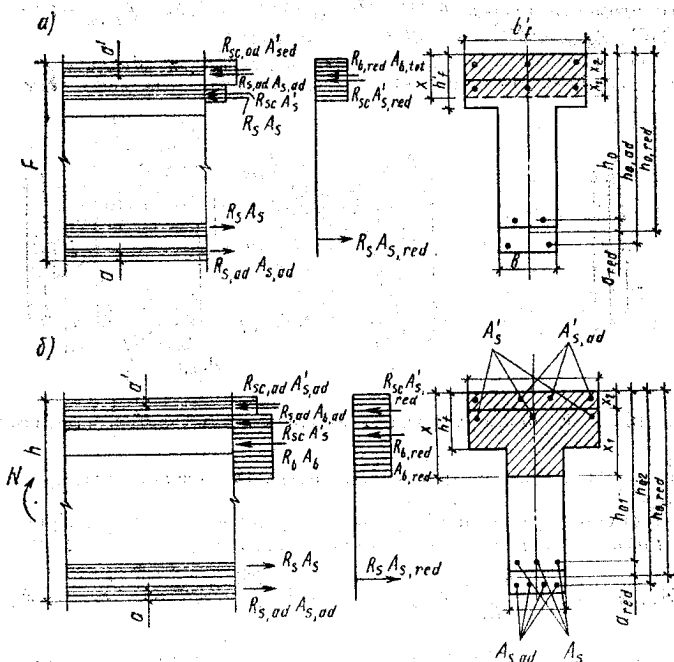


Рис. 10.28. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента, усиленного двусторонним наращиванием, при расчете его на прочность:

а — при расположении сжатой зоны в полке; б — то же, в ребре

$$\begin{aligned}
 B = & \frac{(R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2 + [R_{b,red} h'_f (b'_f - b)]^2}{R_{s,ad}^2} + \\
 & + \frac{2R_{b,red} b [M - R_s A_s h_{0,red} + R_{sc} A'_{s,red} a' + R_{b,red} h'_f \times \\
 & (b'_f - b)] - 2R_{b,red} h_f (R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}) (b'_f - b)}{R_{s,ad}^2}. \quad (10.28)
 \end{aligned}$$

■ Пример расчета усиленного изгибаемого элемента. Дано: размеры сечения  $b=0,3$  м,  $h=0,8$  м, бетон усиливаемого элемента класса В25 ( $R_b=14,5$  МПа), высота наращивания  $x_2=0,1$  м; бетон усиления класса В30 ( $R_b=17$  МПа);  $h_0=0,65$  м;  $h_{0,ad}=0,77$  м,  $a=a'=0,03$  м; арматура усиливаемого элемента АIII ( $R_s=365$  МПа),  $A_s=2,26$  см<sup>2</sup> ( $2\text{Ø}12$ );  $A_s=15,71$  см<sup>2</sup> ( $5\text{Ø}20$ ), арматура усиливаю-

щего элемента класса А-III ( $R_{sc,ad}=365$  МПа);  $A'_{s,ad}=8,04$  см<sup>2</sup> (4Ø16);  $A_{s,ad}=12,56$  см<sup>2</sup> (4Ø20) (рис. 10.29).

Усиление осуществлялось без разгрузки усиленного элемента. Предварительная нагрузка на усиливается элемент не пре-

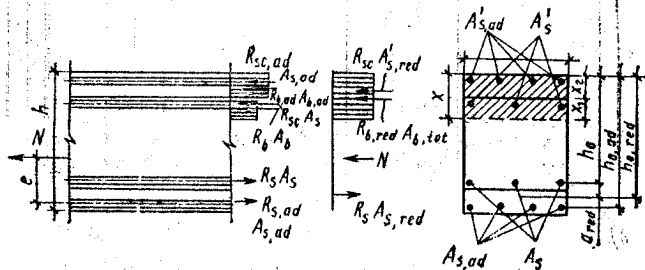


Рис. 10.29. К примеру расчета усиленного изгибаемого элемента

вышла 65 % от разрушающей нагрузки, следовательно,  $\gamma_{в20} = \gamma_{s20} = 1$ .

Требуется определить прочность элемента после усиления.

Расчет. Определяем центр тяжести арматуры:

$$A_{s,red} = A_s + \frac{R_{s,ad}}{R_s} A_{s,ad} = 15,71 + \frac{365}{365} 12,56 = 28,27 \text{ мм}^2;$$

$$A'_{s,red} = A'_s + \frac{R_{s,ad}}{R_s} A'_{s,ad} = 2,26 + \frac{365}{365} 8,04 = 10,3 \text{ см}^2;$$

$$a_{red} = \frac{R_{s,ad} A_{s,ad} (h_{0,ad} - h_0)}{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}} = \frac{365 \cdot 1256 (770 - 650)}{365 \cdot 1571 + 365 \cdot 1256} = 53,3 \text{ мм.}$$

Определяем расстояние от сжатой грани усиленного элемента до общего центра тяжести:

$$h_{0,red} = h_0 + a_{red} = 650 + 53,3 = 703,3 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_b b h_{0,red}} = \frac{365 \cdot 2827 - 365 \cdot 1030}{17,0 \cdot 300 \cdot 703,3} = 0,183.$$

По формуле (25) СНиП 2.03.01-84

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + (\sigma_{sR} / \sigma_{sc,u}) (1 - \omega / 1,1)},$$

где  $\omega = \alpha - 0,008$ ;  $\alpha = 0,85$  для тяжелого бетона;  $\sigma_{sR} = 365$  МПа;  $\sigma_{sc,u} = 400$  МПа;

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 17}{1 + (365 + 400) \left( 1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 17}{1,1} \right)};$$

$$\xi_R = 0,541 > \xi = 0,183.$$

Определим приведенное расчетное сопротивление бетона сжатой зоны усиленного элемента по формуле

$$R_{b,red} = \frac{R_b A_b + R_{b,ад} A_{b,ад}}{A_{b,tot}}$$

где  $A_b = bx$ ;  $A_{b,ад} = bx - A_b$ ;  $A_{b,tot} = A_b + A_{b,ад}$ ;  $x_1 = x - x^2$ ;  $A_b = 300(x - 100)$ ;  $A_{b,ад} = 300x - 300(x - 100) = 30\,000$  мм<sup>2</sup>;  $A_{b,tot} = [300(x - 100) + 30\,000]$  мм<sup>2</sup>;

$$R_{b,red} = \frac{14,5 \cdot 300(x - 100) + 17 \cdot 30\,000}{300(x - 100) + 30\,000} = 14,5 + \frac{250}{x}$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b} = \frac{365 \cdot 2827 - 365 \cdot 1030}{(14,5 + 250/x) 300} = 133,5 \text{ мм.}$$

Несущая способность усиленного элемента

$$\begin{aligned} M &\leq R_{b,red} bx (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A_{s,red} (h_{0,red} - a') = \\ &= 16,37 \cdot 300 \cdot 133,54 (703,3 - 0,5 \cdot 133,54) + 365 \cdot 1030 (703,3 - \\ &\quad - 30) = 670,57 \text{ кН}\cdot\text{м,} \end{aligned}$$

где  $R_{b,red} = 14,5 + 250/133,54 = 16,37$  МПа.

При усилении изгибаемых элементов только по наклонному сечению устанавливают дополнительную поперечную или наклонную арматуру. Относительно простым способом усиления является установка накладных хомутов расчетного сечения. Для этой цели в плите перекрытия просверливают отверстия с обеих сторон усиливаемой балки. В эти отверстия снизу заводятся хомуты, которые на концах имеют нарезку для болтов. Закручиванием гаек с двух сторон создается предварительное напряжение в хомутах и их включение в совместную работу с балкой (рис. 10.30).

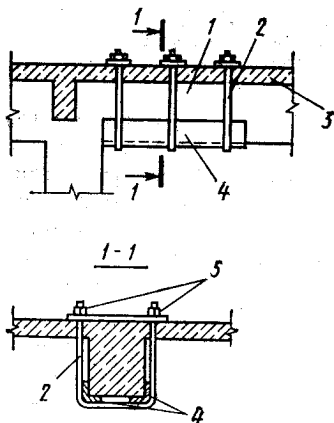


Рис. 10.30. Усиление балок по наклонному сечению хомутами:

1 — усиливаемая балка; 2 — хомуты; 3 — плита перекрытия; 4 — упорные уголки; 5 — гайки

Эффективным средством усиления опорных частей изгибаемых элементов многопролетных зданий и перекрытий являются разгружа-

ющие предварительно напряженные двухконсольные кронштейны (рис. 10.31), которые устанавливаются на промежуточных опорах. Высота кронштейнов равна высоте усиливаемых балок на опоре, а их длина принимается равной  $\frac{1}{4} \dots \frac{1}{6}$  их пролета. При небольшом вылете кронштейнов элементы решетки не требуются.

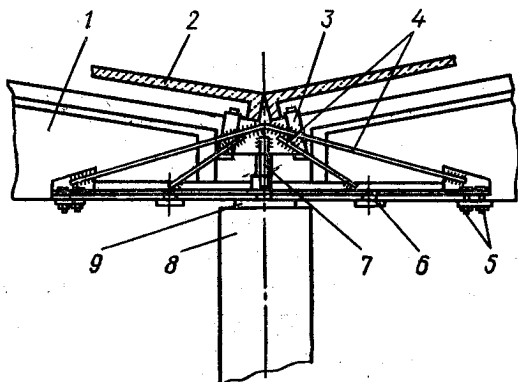


Рис. 10.31. Усиление балки разгружающими кронштейнами:

1 — усиливаемая балка; 2 — плиты перекрытия; 3 — оголовник; 4 — тяжи кронштейна; 5 — болты; 6 — накладки-связи; 7 — опорный лист; 8 — колонна; 9 — распределительная прокладка

Конструкция разгружающих кронштейнов включает: опорные элементы, ветви кронштейнов, соединительные элементы и упорные устройства. Для работы кронштейна необходимо обеспечить некоторый поворот опорного ребра, поэтому между металлическим ребром и торцами балок должен оставаться зазор 10...15 мм.

Ветви кронштейнов выполняют из одиночных уголков или гибкой арматуры (верхний пояс). Упорные устройства в виде жестких пластин (уголков) подводят под низ балок и подвешивают на болтах к нижним поясам кронштейнов.

Включение кронштейна в работу производят натяжением болтов упорных пластин, подвеской к концам кронштейнов оттарированных грузов, гидравлическими или механическими домкратами. Контроль усилия натяжения осуществляют по прогибам кронштейна или по манометру домкрата.

При нарушении анкеровки продольной арматуры вынос опор кронштейна от торцов балки принимают не менее 40 диаметров при стержневой арматуре и не менее 80 — при арматуре из высокопрочной проволоки.

При усилении балок перекрытия многопролетных зданий применяют комбинированные схемы: в крайнем пролете — предварительно напряженный шпренгель, в среднем — предварительно напряженные разгружающие кронштейны.

Одним из наиболее простых способов усиления изгибаемых монолитных и сборных железобетонных конструкций, осуществляемых без их разгрузки, является установка дополнительной арматуры, которая может иметь горизонтальное или шпренгельное очертание (рис. 10.32).

Применение дополнительной предварительно напряженной арматуры изменяет напряженно-деформированное состояние усиливаемой балки, которая рассматривается как элемент с увеличенной площадью сечения

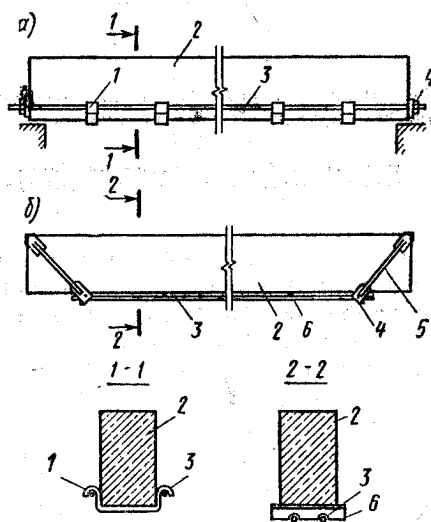


Рис. 10.32. Усиления балок предварительно напряженной арматурой:

*a* — линейной; *б* — шпренгельной; 1...3, 6 — соединительные элементы (2 — усиливаемая балка; 3 — напрягаемая арматура); 4 — натяжное приспособление; 5 — наклонные ветви опорного устройства

арматуры и изменившейся рабочей высотой сечения. Дополнительная арматура не имеет сцепления с бетоном, ее предварительное напряжение осуществляется механическим, электротермическим или электротермомеханическим способом.

При необходимости усиления изгибаемого элемента на локальном участке (рис. 10.33) скалывают защитный

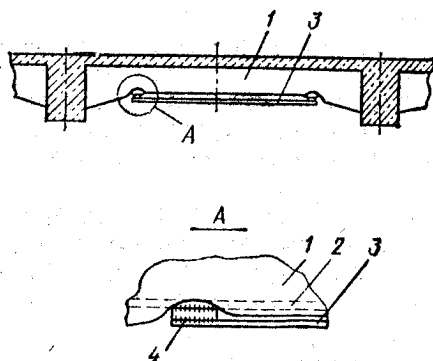


Рис. 10.33. Усиление балки на локальном участке предварительно напряженной арматурой:

1 — усиливаемая балка; 2 — арматура балки; 3 — арматура усиления; 4 — коротыш-прокладка

слой бетона в приопорной зоне, где напряжения в продольной арматуре незначительны, и приваривают к существующей арматуре коротыши, диаметр которых несколько превышает толщину защитного слоя. Затем к одному из коротышей приваривают арматуру усиления, производят ее электронагрев до расчетной температуры (удлинения) и, поддерживая требуемую температуру на стержне, приваривают свободный конец арматуры ко второму коротышу.

При предварительно напряженной арматуре шпренгельного очертания в местах перегиба стержней между нижней гранью усиливаемой балки и шпренгелем устанавливают специальные прокладки, конструкция которых должна обеспечить эффективное натяжение арматуры.

Кроме указанных выше способов для предваритель-

ного напряжения дополнительной арматуры могут быть также рекомендованы специальные стяжные болты — хомуты с двумя нарезными концами (рис. 10.34). Этот способ отличается относительной простотой и позволяет создавать значительное предварительное напряжение в стержнях усиления при незначительных усилиях в са-

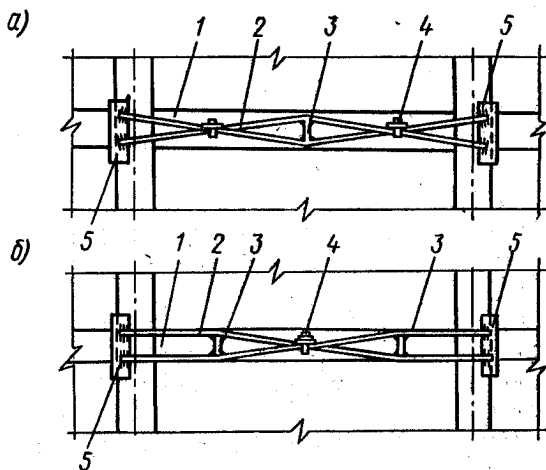


Рис. 10.34. Усиление балки предварительно напряженной дополнительной арматурой:

1 — усиливаемая балка; 2 — затяжка; 3 — промежуточная распорка; 4 — натяжной болт; 5 — анкерное устройство

мих болтах (в 7...10 раз меньше). Кроме того, при этом способе обеспечивается равномерность натяжения арматуры.

Начальное предварительное напряжение в арматуре усиления ( $\sigma_{sp}$  и  $\sigma'_{sp}$ ) назначают в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84 не выше  $0,9R_{s,ser}$  для арматуры из мягких сталей и не выше  $0,7R_{s,ser}$  для высокопрочной арматуры. Нижняя граница предварительного напряжения составляет  $0,4R_{s,ser}$ . При назначении уровня предварительного напряжения следует учитывать возможность изменения усилий вследствие разности температур при натяжении и в условиях эксплуатации.

Значение предварительного напряжения при усилении принимают с коэффициентами условия работы: для горизонтальных и шпренгельных затяжек  $\gamma_{s22}=0,8$ , а

для хомутов и наклонных стержней  $\gamma_{s23}=0,75$ . Потери предварительного напряжения определяют по СНиП 2.03.01—84 как для конструкций с натяжением на бетон.

Предварительное напряжение в парных затяжках, стягиваемых с помощью болтов, определяют в зависимости от тангенса угла наклона ветвей  $i$  по графику (рис. 10.35), полученному из зависимости

$$\sigma_{s,p} = \epsilon E_s = (\sqrt{i^2 + 1} - 1) E_s. \quad (10.29)$$

Значение  $i$  принимают без учета малых уклонов ( $i \leq 0,01$ ), которые компенсируют первоначальное выпрямление стержней.

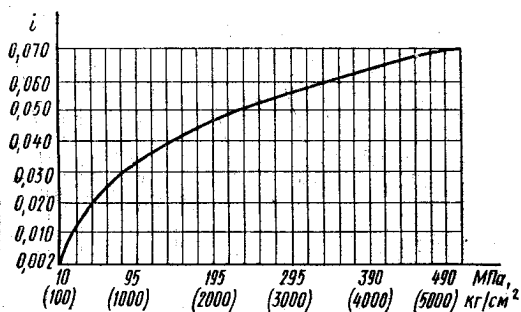


Рис. 10.35. График зависимости напряжения от угла наклона

Расчет железобетонных изгибаемых элементов, усиленных предварительно напряженной арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, выполняют в зависимости от соотношения  $\xi$  и  $\xi_R$ , причем значение  $\xi_R$  определяют в предположении, что в предельном состоянии напряжение в существующей арматуре равно  $R_s$ , а в арматуре усиления

$$\sigma_{lim,ad} = \frac{\sigma_{sp,ad} + 2\alpha R_{bt,ser} + (\delta - \sigma_{sp,ad}/R_{s,ser,ad}) R_{b,ser} h_{0,red}/(\mu l)}{\gamma_s}, \quad (10.30)$$

где  $\sigma_{sp,ad}$  — предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь;  $\alpha = E_s/E_b$  ( $E_s$  — модуль упругости арматуры усиливаемого элемента;  $E_b$  — то же, бетона);  $R_{s,ser,ad}$  — расчетное сопротивление арматуры усиления для предельных состояний второй группы, МПа;  $\mu =$



$= (A_s + A_{sp,ad}) / (bh_0)$  — коэффициент армирования;  $l$  — расстояние между внутренними торцами анкеров арматуры усиления, м;  $\gamma_s$  — коэффициент надежности по арматуре (по СНиП 2.03.01—84);  $\delta_b$  — безразмерный коэффициент,

$$\delta_b = \frac{\delta_R E_{s,ad} A_s}{R_{s,ser,ad} E_{s,st} A_{sp,ad}} - \delta_{cb} + 1,3, \quad (10.31)$$

где  $\delta_R = 820$  МПа;  $E_{s,ad}$  — модуль упругости дополнительной арматуры усиления;  $A_s$  — площадь арматуры усиливаемой конструкции;  $E_{s,st} = 1,8 \cdot 10^5$  МПа — модуль упругости арматуры класса К-7, принимаемый за эталон;  $A_{sp,ad}$  — площадь предварительно напряженной арматуры усиления;  $\delta_{cb} = 0,55$  при отсутствии контакта арматуры усиления с усиливаемой конструкцией (при наличии контакта  $\delta = 0$ ).

Значение  $\sigma_{lim,ad}$  для высокопрочной проволоки не должно превышать ее расчетного сопротивления.

При определении  $\xi_R$  напряжения в растянутой арматуре принимают по арматуре с более высоким расчетным сопротивлением.

Усиление железобетонных конструкций с применением предварительно напряженной арматуры без сцепления с бетоном рекомендуется выполнить при соблюдении условия  $\xi \leq \xi_R$ . При предельном значении площади арматуры  $A_s = A_{sp,ad}$  установка дополнительной арматуры должна сопровождаться усилением сжатой зоны бетона.

Расчет прочности нормальных сечений осуществляется по формуле (10.11). Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_s + \sigma_{lim,ad} A_{sp,ad} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_b bh_{0,red}}, \quad (10.32)$$

где  $\sigma_{lim,ad}$  определяют по формуле (10.30);  $h_{0,red} = h + a_{red}$ , но не более  $h$ ,

$$a_{red} = \frac{R_{sp,ad} A_{sp,ad} (h_{0,red} - h_0)}{R_s A_s + R_{sp,ad} A_{sp,ad}}, \quad (10.33)$$

где  $R_{sp,ad}$  — расчетное сопротивление дополнительной арматуры.

Значение  $a_{red} > 0$ , если напрягаемая арматура усиления находится под нижней гранью элемента по высоте;

$a_{red} < 0$ , если арматура усиления расположена по боковым граням элемента.

Высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{\sigma_{lim,ad} A_{sp,ad} + R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b} \quad (10.34)$$

Площадь дополнительной арматуры усиления

$$A = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5 \sigma_{lim,ad}}; \quad (10.35)$$

$$B = \frac{2 [M + (R_{sc} A'_{s,red} a' + R_s A_s h_{0,red})] R_{b,red} b -}{\sigma_{lim,ad}^2} \rightarrow \frac{-(R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2}{\sigma_{lim,ad}^2} \quad (10.36)$$

Величину  $\sigma_{lim,ad}$  определяют с учетом коэффициента условия работы  $\gamma_{s6}$  (по СНиП 2.03.01—84).

Расчет тавровых сечений железобетонных изделий, усиленных предварительно напряженной арматурой без сцепления с бетоном, выполняют в зависимости от положения границы сжатой зоны. При расположении нейтральной оси в полке расчет осуществляют как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_f$ . При расположении границы сжатой зоны в ребре расчет дополнительной арматуры усиления производят по формулам (10.14), (10.30), (10.31), но вместо  $R_{sd}$  принимают  $\sigma_{lim,ad}$ .

Расчет железобетонных элементов, усиленных шпренгельной системой, выполняют как статически неопределимых конструкций. При этом сечение балки проверяют на действие продольных сил, возникающих в ригеле шпренгельной системы.

Предварительное напряжение в шпренгеле должно создать разгружающий момент в балке, достаточный для восприятия максимально возможных нагрузок после реконструкции. При этом усилие предварительного напряжения назначают с учетом возможных потерь предварительного напряжения и коэффициента условия работы  $\gamma_{s24} = 0,8$ .

При усилении шпренгельной системой балка рассматривается как самостоятельный внецентренно-сжатый элемент, нагруженный внешней нагрузкой и усилиями от шпренгеля, которые также рассматриваются как

внешняя нагрузка (рис. 10.36). При этом рекомендуется такая последовательность расчета.

1. Назначают габариты шпренгельной системы и сечения элементов ( $l_1$ ,  $l_2$ ,  $a_{st2}$ ,  $h_{st2}$ ,  $\varphi$ ,  $A_{sp,ad}$ ).

2. Определяют максимальные изгибающие моменты в балке до и после реконструкции ( $M_1$  и  $M_{tot}$ ).

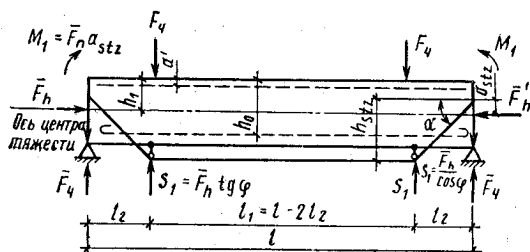


Рис. 10.36. Расчетная схема балки, усиленной шпренгелем

3. Назначают величину предварительного напряжения  $\sigma_{sp}$ .

4. Определяют распор в шпренгеле в предельном состоянии:

$$N = \left( \frac{M_{tot} - M_1}{h_{stz}} + \sigma_{sp} A_{sp,ad} \right) < \sigma_s A_{sp,ad}, \quad (10.37)$$

где  $\sigma_s$  определяют по формуле (10.30).

5. Находят усилия, которое передается на балку от шпренгеля в предельном состоянии:

$$S_1 = F_h \operatorname{tg} \varphi; \quad (10.38)$$

$$M_1 = F_h a_{stz}. \quad (10.39)$$

6. Определяют усилия, которые передаются на балку от шпренгеля:

$$M_{stz} = M_{tot} - M_1 = F_h \operatorname{tg} \varphi l_2; \quad (10.40)$$

$$Q_{str} = F_2 = F_4 - S_1. \quad (10.41)$$

7. Выполняют проверку прочности усиливаемой балки на внецентренное сжатие на усилия  $M_{str}$  и  $Q_{str}$  при  $e = M/N$ ;  $e = e_0 + h_0 + h_1$ ;  $e' = e_0 + h_1 - a'$ , где  $e_0$  — эксцентриситет относительно геометрической оси, проходящей по центру тяжести сечения.

При усилении балок предварительно напряженными

кронштейнами величина усилий в тягах кронштейна должна обеспечить восприятие балкой дополнительных нагрузок:

$$M_{unl} = M - M_{cr}; \quad (10.42)$$

$$Q_{unl} = Q - Q_{cr}, \quad (10.43)$$

где  $M_{unl}$  и  $Q_{unl}$  — усилия в балке от кронштейна;  $M_{cr}$  и  $Q_{cr}$  — усилия, вызывающие разрушение усиливаемой балки.

Расчет выполняют по следующей схеме.

1. Определяют значения  $\bar{M}$  и  $\bar{Q}$  от единичной силы  $P=1$ , приложенной к балке в местах подвески кронштейна и направленной снизу вверх.

2. По значениям  $\bar{M}$  и  $\bar{Q}$  находят

$$M_{cr} = \frac{M_{unl}}{\bar{M}} [F_1]; \quad (10.44)$$

$$Q_{cr} = \frac{Q_{unl}}{\bar{Q}} [F_1]. \quad (10.45)$$

Если кронштейны опираются непосредственно на колонну, необходимо осуществить проверку балки на отрыв от опоры усилием от предварительно напряженного кронштейна при отсутствии внешней нагрузки.

Кронштейны усиления рекомендуется рассчитывать как статически неопределимые системы методом сил (рис. 10.37). В связи с тем, что поворот усиливаемой балки практически равен нулю, ее можно считать заземленной на опоре. За неизвестные принимаются усилия в растянутых элементах кронштейна. Перемещения от единичных неизвестных определяют с учетом продольных сил и моментов, влиянием поперечных сил пренебрегают.

Предварительно сечение кронштейна можно определить, рассчитав его как ферму с шарнирами в узлах, однако сечение нижнего пояса, которое подбирается по

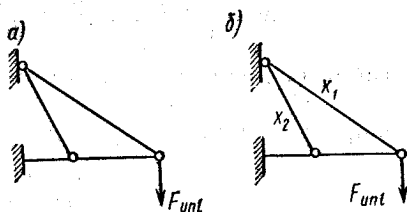


Рис. 10.37. К расчету усиления кронштейном:

а — расчетная схема; б — основная система

продольной силе, следует в этом случае увеличить в 2 раза.

В связи с неизбежными потерями при обжатии опор и упорных устройств расчетное предварительное напряжение кронштейна рекомендуется увеличить на 15 %.

### 10.5. Усиление колонн

Одним из наиболее эффективных способов усиления железобетонных колонн является устройство железобетонных или металлических обойм. Усиление обоймами особенно рационально для колонн с небольшой гибкостью ( $\lambda \leq 14$ ). В изгибаемых элементах обоймы рекомендуются в исключительных случаях (например, при значительной коррозии арматуры), так как усиление по всему периметру изгибаемого элемента нерационально с конструктивной точки зрения и требует значительных трудозатрат при производстве работ.

Наиболее простым типом железобетонных обойм являются обоймы с обычной продольной и поперечной арматурой без связи арматуры обоймы с арматурой усиливаемой колонны (рис. 10.38). При таком способе усиления важно обеспечить совместную работу «старого» и «нового» бетона, что достигается тщательной очисткой поверхности бетона усиливаемой конструкции пескоструйным аппаратом, насечкой или обработкой металлическими щетками, а также промывкой под давлением непосредственно перед бетонированием. Для улучшения адгезии и защиты бетона и арматуры в агрессивных условиях эксплуатации рекомендуется применение полимербетонов.

Толщина обоймы колонн определяется расчетом и конструктивными требованиями (диаметром продольной и поперечной арматуры, величиной защитного слоя и т. п.). Как правило, она не превышает 300 мм. Площадь рабочей продольной арматуры также определяют расчетом, ее диаметр принимают не менее 16 мм для стержней, работающих на сжатие, и 12 мм для стержней, работающих на растяжение. Поперечную арматуру диаметром не менее 6 мм для вязаных каркасов и 8 мм для сварных устанавливают с шагом 15 диаметров продольной арматуры и не более трехкратной толщины обоймы, но не более 200 мм. В местах концентрации напряжений шаг хомутов уменьшается.

При местном усилении обойму продлевают за пределы поврежденного участка на длину не менее пяти ее толщин и не менее длины анкеровки арматуры, а также не менее двух ширин большей грани колонны, но не менее 400 мм. При местном усилении для улучшения сцепления «нового» и «старого» бетона рекомендуется вы-

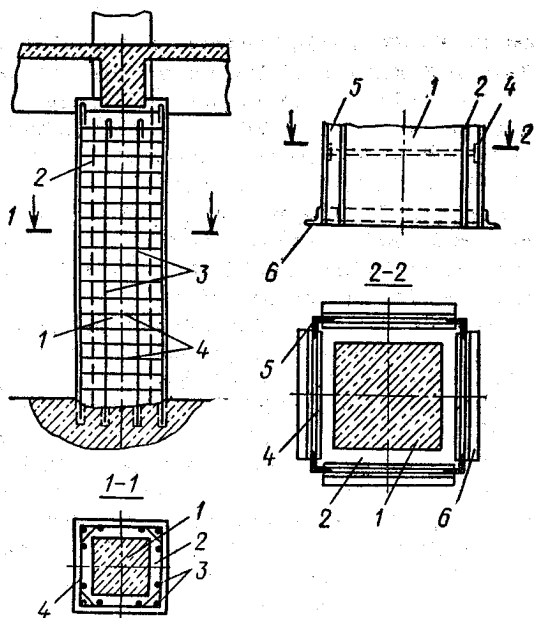


Рис. 10.38. Усиление колонны железобетонной обоймой:

1 — усиливаемая колонна; 2 — обойма; 3 — продольная арматура обоймы; 4 — поперечная арматура обоймы; 5 — жесткая продольная обойма; 6 — опорные уголки

полнять адгезионную обмазку из полимерных материалов.

Поперечная арматура железобетонной обоймы может быть выполнена в виде спиральной обмотки (рис. 10.39) из проволоки диаметром не менее 6 мм. При этом спирали в плане должны быть круглыми и охватывать всю рабочую продольную арматуру. Расстояние между ветвями спирали должно быть не менее 40 мм и не бо-

лее 100 мм, оно не должно также превышать 0,2 диаметра сечения ядра обоймы, охваченного спиралью. Более эффективны (но и более трудоемки) железобетонные обоймы, в которых обеспечивается связь существующей и дополнительной арматуры. Такие обоймы рекомендуются при сильном повреждении существующей армату-

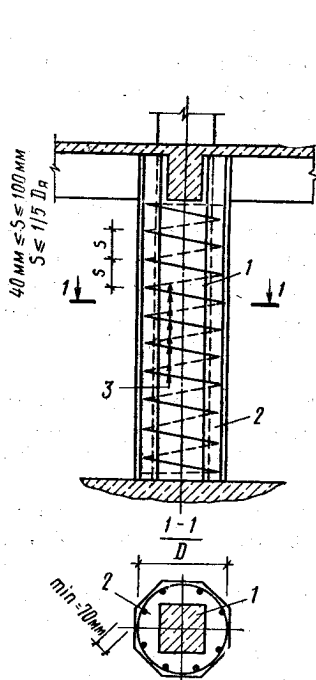


Рис. 10.39. Усиление колонны обоймой со спиральной арматурой:

1 — усиливаемая колонна; 2 — обойма; 3 — спиральная арматура

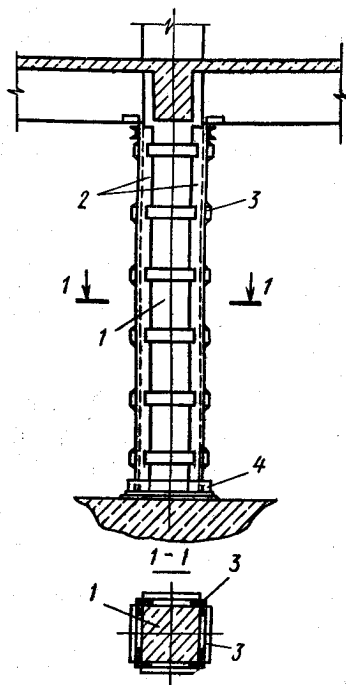


Рис. 10.40. Усиление колонны металлическими обоймами:

1 — усиливаемая колонна; 2 — ветви обоймы; 3 — планки обоймы; 4 — опорный уголок

ры или защитного слоя бетона. В этом случае арматуру усиливаемой конструкции тщательно очищают до чистого металла, разрушенные хомуты восстанавливают путем пробивки в бетоне поперечных борозд, установки в них новых хомутов и соединения их с продольной арматурой.

Дополнительную продольную арматуру приваривают

к существующей с помощью соединительных коротышей, которые во избежание пережогов выполняют из арматуры класса А-I диаметром 10...16 мм и располагают на расстоянии друг от друга не менее 20 диаметров продольной арматуры в шахматном порядке.

При невозможности выполнения замкнутой обоймы, например при примыкании колонны к стене, рекомендуется устройство «рубашек» — незамкнутых с одной стороны обетонков. При этом способе усиления необходимо обеспечить надежную анкеровку поперечной арматуры по концам поперечного сечения «рубашек». В колоннах это осуществляется путем приварки хомутов к арматуре колонн.

При усилении «рубашками» локальных поврежденных участков, как и при усилении обоймами, их необходимо продлить на неповрежденные части конструкции на длину не менее 500 мм, а также не менее длины анкеровки продольной арматуры, не менее ширины грани элемента или его диаметра и не менее пяти толщин стенки «рубашки».

По конструктивным соображениям диаметр продольной и поперечной арматуры «рубашек» принимают не менее 8 мм, при вязаных каркасах минимальный диаметр хомутов — 6 мм.

При невозможности увеличения сечения колонн и сжатых сроках производства работ по усилению рекомендуются металлические обоймы из уголков, устанавливаемых по граням колонн, и соединительных планок между ними (рис. 10.40). Эффективность включения металлической обоймы в работу колонны зависит от плотности прилегания уголков к телу колонны и от предварительного напряжения поперечных планок.

Для плотного прилегания уголков поверхность бетона по граням колонн тщательно выравнивается скалыванием неровностей и зачеканкой цементным раствором. Предварительное напряжение соединительных планок осуществляется термическим способом. Для этого планки приваривают одной стороной к уголкам обоймы, затем разогревают газовой горелкой до 100...120 °С и в разогретом состоянии приваривают второй конец планок. Замыкание планок осуществляют симметрично от среднего по высоте колонны пояса. При остывании планок происходит обжатие поперечных сечений колонны, что существенно повышает ее несущую способность.



Эффективным средством усиления нагруженных колонн является устройство предварительно напряженных металлических распорок. Одно- или двусторонние распорки представляют собой металлические обоймы с предварительно напряженными стойками, расположенными с одной или двух сторон колонн (рис. 10.41). Пер-

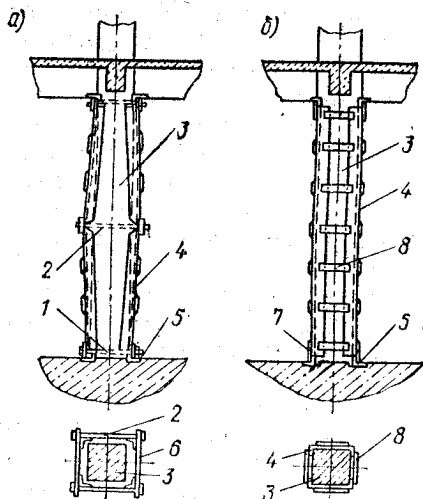


Рис. 10.41. Усиление колонны предварительно напряженными двусторонними металлическими распорками:

*a* — в период монтажа; *б* — в напряженном состоянии; 1 — крепежный монтажный болт; 2 — натяжной монтажный болт; 3 — усиливаемая колонна; 4 — уголки распорок; 5 — упорные уголки; 6 — планка для натяжения болтов в месте перегиба; 7 — планки-упоры; 8 — соединительные планки

вые применяют для увеличения несущей способности внецентренно сжатых колонн с большими и малыми эксцентриситетами, вторые — для центрально и внецентренно сжатых колонн с двузначной эпюрой моментов.

Предварительно напряженные односторонние распорки состоят из двух уголков, соединенных между собой металлическими планками. В верхней и нижней зонах распорок приваривают специальные планки толщиной не менее 15 мм, которые передают нагрузку на упорные уголки и имеют площадь поперечного сечения, равную сечению распорок.

Планки устанавливают таким образом, чтобы они выступали за торцы уголков распорок на 100...120 мм, и снабжают двумя отверстиями для стяжных болтов.

Упорные уголки должны быть установлены таким образом, чтобы их внутренние грани совпадали с наружной гранью колонн. Для этого защитный слой бетона в верхней и нижней зонах колонны скалывают и устанавливают упорные уголки на цементном растворе строго горизонтально.

До установки распорок в проектное положение в боковых полках уголков в середине их высоты выполняется вырез и осуществляется их незначительный перегиб.

Ослабление поперечного сечения уголков в месте выреза компенсируется приваркой дополнительных планок, в которых предусмотрены отверстия для стяжных болтов.

Предварительное напряжение распорок создается путем придания им вертикального положения за счет

закручивания гаек натяжных болтов. При этом необходимо обеспечить плотное прилегание уголков к телу колонны, а также их совместную работу, объединив распорки с помощью приварки к ним металлических планок. Шаг планок принимают равным минимальному размеру сечения колонны. После приварки планок стяжные монтажные болты снимают, а ослабленные сечения распорок усиливают дополнительными металлическими накладками.

Для эффективного включения распорок в работу достаточно создать в них предварительное напряжение порядка 40...70 МПа, что обеспечивается за счет расчетного удлинения при выпрямлении уголков.

При увеличении нагрузки на консоли колонн их усиливают предварительно напряженными горизонтальными или наклонными тяжами (рис. 10.42).

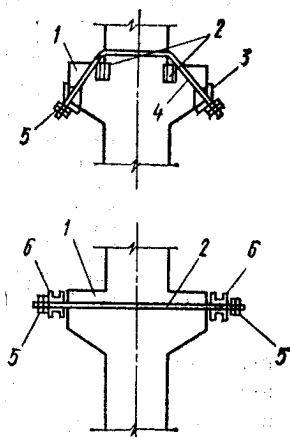
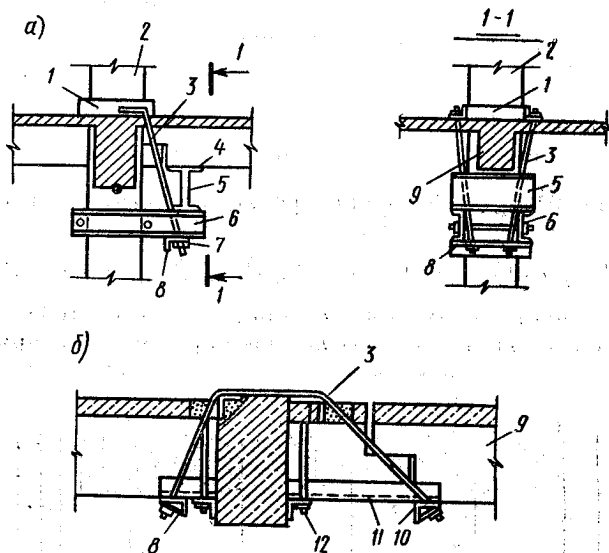


Рис. 10.42. Усиления консолей предварительно напряженными тяжами:

- 1 — усиливаемая консоль;
- 2 — опорные элементы; 3 — упоры из уголков; 4 — предварительно напряженные тяжи; 5 — анкеры; 6 — упоры из швеллеров

Предварительное напряжение создается завинчиванием гаек или взаимным стягиванием хомутов. Применяют также разгрузку консолей с помощью дополнительных металлических кронштейнов (рис. 10.43) или специальных опор в виде швеллеров (уголков), которые крепят к колонне с помощью предварительно напряженных тяжей ( $\sigma_{sp}=40\text{...}50\text{ МПа}$ ).



10.43. Усиление опирания балок:

*a* — при короткой консоли; *б* — при длинной консоли; 1 — хомут вокруг колонны; 2 — колонна; 3 — тяжи; 4 — подклинка; 5 — подставка из отрезка двутавра; 6 — подвесная балка из швеллера; 7 — гайка тяжей; 8 — упорный уголок; 9 — ригель; 10 — уголовая поперечная подпорка; 11 — горизонтальные упоры из уголков; 12 — вертикальные крепежные болты

Железобетонные сжатые элементы, усиленные обоймами, «рубашками» и наращиванием рассчитывают как монолитные. При этом учет влияния продольного изгиба на несущую способность рекомендуется осуществлять путем расчета конструкции по деформированной схеме.

Допускается также производить расчет по недеформированной схеме, в этом случае при гибкости  $l_0/i > 14$  влияние прогиба на прочность учитывается путем умножения на коэффициент  $\eta$  по СНиП 2.03.01—84.

Расчетные характеристики бетона и арматуры принимаются с учетом коэффициентов условия работы бетона и арматуры  $\gamma_{bi}$  и  $\gamma_{si}$  по СНиП 2.03.01—84 и дополнительных коэффициентов условия работы  $\gamma_{bzi}$  и  $\gamma_{szi}$ , учитывающих специфические условия работы усиленных элементов.

Изложенная ниже методика расчета правомочна в том случае, если элементы усиления плотно примыкают к опорным частям конструкций и обеспечена анкеровка арматуры в бетоне согласно требованиям СНиП 2.03.01—84.

### Расчет сжатых элементов с двойной арматурой при прямоугольной форме сечения

Первый случай внецентренного сжатия при  $\xi \leq \xi_R$  (рис. 10.44):

$$Ne \leq R_{b,red} bx (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{0,red} - a'), \quad (10.46)$$

где  $N$  — продольная сила;  $e$  — расстояние от точки приложения продольной силы до оси, параллельной прямой,

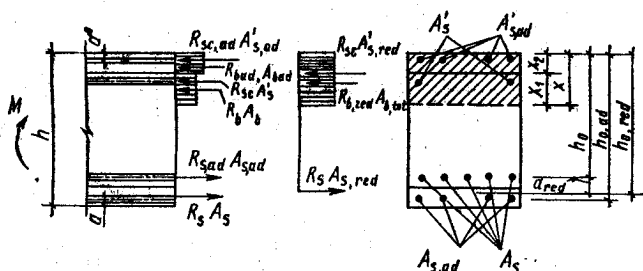


Рис. 10.44. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого элемента, усиленного двусторонним наращиванием, при расчете его на прочность ( $\xi < \xi_R$ )

ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения растянутого стержня, наиболее удаленного от указанной прямой, а при отсутствии растянутой зоны — через центр тяжести наименее сжатого стержня;  $A_{s,red}$  и  $A'_{s,red}$  определяют по формулам (10.4)

и (10.5);  $h_{0,red} = h_0 + a_{red}$ ;  $R_{b,red}$  — по (10.9)

$$x = \frac{N + R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b}; \quad (10.47)$$

при  $\xi > \xi_R$  расчет прочности осуществляют также по формуле (10.46), а высоту сжатой зоны находят по формуле

$$x = \frac{N + \sigma_s A_{s,red} - R_s A'_{s,red}}{R_{b,red} b}. \quad (10.48)$$

Для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - x/h_{0,red}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (10.49)$$

Для конструкций из бетона класса выше В30, а также для элементов с арматурой класса выше А-III (напряженной и ненапряженной) величину  $x$  определяют из выражения

$$R_{b,red} b x - \sum \sigma_{st} A_{st} \pm N = 0, \quad (10.50)$$

где

$$\sigma_{st} = [\sigma_{sc,u}/(1 - \omega/1,1)] (\omega/\xi_i - 1) + \sigma_{spi}, \quad (10.51)$$

$\omega = \alpha - \beta R_b$ . Значения коэффициентов  $\alpha$ ,  $\beta$ , а также величины  $\sigma_{sc,u}$  и  $\sigma_{spi}$  определяют по СНиП 2.03.01—84.

При  $\sigma_s > \beta R_s$  напряжение в арматуре определяют по формуле

$$\sigma_{st} = \left[ \beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{ebi} - \xi_i}{\xi_{ebi} - \xi_{Ri}} \right] R_{st}. \quad (10.52)$$

Если найденное по (10.52)  $\sigma_{st}$  превышает  $R_{st}$  без учета коэффициента  $\gamma_{sb}$ , в формуле (10.48) следует подставить значение  $\sigma_s$ , равное  $R_{st}$ . Значения  $\xi_{ebi}$  и  $\xi_i$  определяют по СНиП 2.03.01—84.

Площадь дополнительной растянутой арматуры при  $\xi < \xi_R$  определяют по формуле (10.11), где

$$A = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5 R_{s,ad}}; \quad (10.53)$$

$$B = \frac{0,5 (R_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2 + [R_{sc} A'_{s,red} a' - R_s A_s h_{0,red} + \dots]}{0,5 R_{s,ad}^2}$$

$$\rightarrow \frac{+ N (l - h_{0,red}) [R_{b,red} b' + N (R_s A'_{s,red}) + 0,5N^2]}{0,5R_{s,ad}^2} \quad (10.54)$$

Площадь дополнительной арматуры усиления при  $\xi > \xi_R$  также определяют по формуле (10.14), где

$$A = \frac{N - \sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red} - R_{b,red} b h_{0,red}}{0,5\sigma_{s,ad}}; \quad (10.55)$$

$$B = \frac{0,5 (\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red})^2 + [R_{sc} A'_{s,red} a' - \sigma_s A_s h_{0,red} + + N (l - h_{0,red})] R_{b,red} b + N (\sigma_s A_s - R_{sc} A'_{s,red}) + 0,5N^2}{0,5\sigma_{s,ad}^2} \rightarrow \quad (10.56)$$

При усилении железобетонных конструкций обоймой с косвенным армированием их расчет производят по СНиП 2.03.01—84 с учетом коэффициентов условия работы по табл. 10.4.

■ **Пример расчета внецентренно сжатого сечения.** Дано: размеры сечения усиленного элемента  $b=0,6$  м;  $h=0,8$  м; бетон усиливаемого элемента класса В15 ( $R_b=8,5$  МПа); высота наращивания  $x_2=0,1$  м; бетон усиления класса В20 ( $R_{b,ad}=11,5$  МПа);  $h_0=0,66$  м;  $h_{0,ad}=0,76$  м;  $a=a'=0,04$  м; арматура усиливаемого элемента вида А-II  $R_s=R_{sc}=280$  МПа ( $4\varnothing 18$ ,  $A_s=A'_s=1018$  мм<sup>2</sup>); арматура усиливающего элемента вида А-III  $R_{s,ad}=R_{sc,ad}=365$  МПа;  $A_{s,ad}=1256$  мм<sup>2</sup> ( $4\varnothing 20$ ),  $A'_{s,ad}=942$  мм<sup>2</sup> ( $3\varnothing 20$ ).

Внецентренная нагрузка на элемент  $N=1000$  кН;  $e=0,8$  м (см. рис. 10.44).

Усиление железобетонного элемента осуществлялось при первоначальном нагружении усиливаемого элемента, превышающем 65 % от разрушающей нагрузки, следовательно, коэффициент условия работы усиленной конструкции  $\gamma_{br1}=\gamma_{sr1}=0,8$ .

Р а с ч е т. Определяем  $A_{s,red}$ ,  $A'_{s,red}$  и  $a_{red}$ :

$$A_{s,red} = A_s + \frac{R_{s,ad}}{R_s} A_{s,ad} = 1018 + \frac{365}{0,8 \cdot 280} 1256 = 3064,6 \text{ мм}^2;$$

$$A'_{s,red} = A'_s + \frac{R_{s,ad}}{R_s} A'_{s,ad} = 1018 + \frac{365}{0,8 \cdot 280} 942 = 2552,96 \text{ мм}^2;$$

$$a_{red} = \frac{R_{s,ad} A_{s,ad} (h_{0,ad} - h_0)}{R_s A_s + R_{s,ad} A_{s,ad}} = \frac{365 \cdot 1256 (760 - 660)}{0,8 \cdot 280 \cdot 1018 + 365 \cdot 1256} = 66,78 \text{ мм.}$$

Расстояние от сжатой грани усиленного элемента до общего

центра тяжести растянутой арматуры

$$h_{0,red} = h_0 + a_{red} = 660 + 67 = 727 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_b b h_{0,red}} = \frac{0,8 \cdot 280 \cdot 3064,6 - 0,8 \cdot 280 \cdot 2552,96}{11,5 \cdot 600 \cdot 727} = 0,0228.$$

Определяем  $\xi_R = \frac{\omega}{1 + (\sigma_{sR}/\sigma_{sc,u}) (1 - \omega/1,1)}$ ,

где  $\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,8 = 0,7764$ .

Тогда

$$\xi_R = \frac{0,7764}{1 + (0,8 \cdot 280/400) (1 - 0,7764/1,1)} = 0,666;$$

$\xi < \xi_R$ .

Расчетное сопротивление сжатой зоны усиленного элемента

$$R_{b,red} = \frac{R_b A_b + R_{b,ad} A_{b,ad}}{A_{b,tot}}; \quad A_b = b x_1;$$

$$A_{b,ad} = b x - A_b; \quad A_{b,tot} = A_b + A_{b,ad};$$

$$x_1 = x - x_2; \quad A_b = 0,6 (x - 0,1);$$

$$A_{b,ad} = 0,6 x - 0,6 (x - 0,1) = 0,06 \text{ м}^2;$$

$$A_{b,tot} = [0,6 (x - 0,1) + 0,06] \text{ м}^2;$$

$$R_{b,red} = \frac{0,8 \cdot 8,5 \cdot 0,6 (x - 0,1) + 11,5 \cdot 0,06}{0,6 (x - 0,1) + 0,06} = \frac{6,8x + 0,47}{x} \text{ МПа.}$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{N + R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{b,red} b} = \frac{(10^6 + 280 \cdot 3064,6 - 280 \cdot 2552,96) x}{(6,8x + 0,47) 600};$$
$$x = 280,14 \text{ мм.}$$

Определяем несущую способность элемента:

$$N_e \leq R_{b,red} b x (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{0,red} - a') = \frac{6,8 \cdot 280 + 0,47}{280} 600 \cdot 280 (727 - 0,5 \cdot 280) + 280 \cdot 1018 (727 - 40) = 866,57 \text{ кН} \cdot \text{м} > 1000 \text{ кН} \cdot 0,8 = 800 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Таким образом, несущая способность усиленного элемента достаточна.

### Особенности расчета колонн, усиленных металлическими элементами

Совместная работа железобетонного элемента и металлической обоймы учитывается при условии упора ветвей обоймы в перекрытия и в случае их приварки к опорным закладным деталям. Расчет металлической обоймы выполняют как самостоятельную систему по СНиП II-23—81, при этом гибкость продольных элементов принимают с учетом их упора в усиливаемый железобетонный элемент в местах расположения поперечных планок.

При отсутствии контакта между железобетонным элементом и металлической обоймой расчет последней осуществляют как стальной колонны в соответствии со СНиП II-23—81.

Предварительно напряженные распорки (см. рис. 10.41) разгружают существующую колонну на величину созданного в них усилия сжатия. Расчет предварительно напряженных распорок осуществляется также по СНиП II-23—81, при этом гибкость ветвей определяется по расчетной длине от места перегиба до упора в бетон. Если в момент усиления на колонну действует полная нагрузка, усилие в распорке равно  $\sigma_{sp}A_{cb}$ , где  $A_{cb}$  — площадь поперечного сечения распорок. После передачи усилия обжатия распорки рассчитывают по полному поперечному сечению, так как ослабленные места усиливаются накладками.

В центрально сжатых колоннах распорки рассматривают как дополнительную арматуру со своим расчетным сопротивлением.

Во внецентренно сжатых колоннах устанавливать распорки в растянутой зоне не рекомендуется, а при установке их по конструктивным соображениям они не учитываются в расчетах.

## 10.6. Усиление стропильных конструкций

### Конструктивные решения усиления

При дополнительной нагрузке на стропильные фермы и балки часто возникает необходимость усиления конструкций в целом или их отдельных элементов и уз-



лов. Эффективным и достаточно простым способом усиления являются предварительно напряженные шарнирно-стержневые цепи, располагаемые в пределах высоты ферм (при наличии мостовых кранов) или ниже конструкции (рис. 10.45). При больших пролетах или значи-

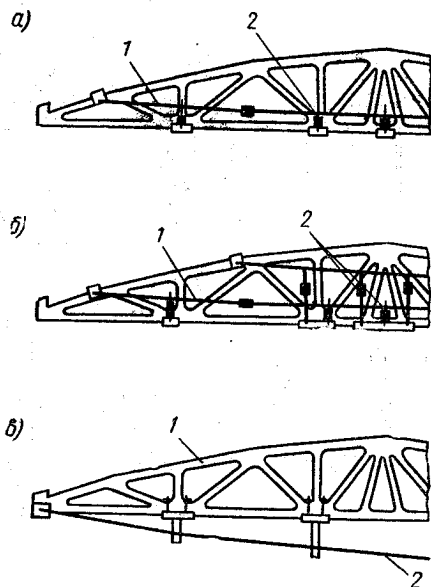


Рис. 10.45. Усиление ферм шарнирно-стержневыми цепями:

а — одноярусное в пределах высоты ферм; б — то же, двухъярусное; в — одноярусное ниже пояса фермы

тельном увеличении нагрузки шарнирно-стержневые цепи усиления располагаются в двух уровнях.

Усиление состоит из двух одинаковых цепей по обе стороны от конструкции, анкерных устройств в верхней зоне на опорах, подвесок из круглой стали или стоек из профильного металла, расположенных в местах перегиба ветвей цепей.

Ветви обычно выполняют из уголков, вертикальные полки которых подрезают в местах изгиба цепей, а также из арматурных стержней диаметром до 36 мм или канатов из высокопрочной проволоки. Анкеры изготовля-

ют из листовой или профильной стали. Арматуру элементов усиления принимают классов А-I, А-II, А-III, К7, К19, металлические конструкции — из сталей ВСтЗсп, ВСтЗпс и ВСтЗкп. Шарнирно-стержневые цепи разгружают усиливаемые элементы, создавая антinaгрузку, приложенную в заранее намеченных точках, которые определяются очертанием цепей. Величина разгрузочных реактивных сил задается расчетом и достигается путем предварительного напряжения статически определимой шарнирно-стержневой цепи.

Очертание цепи принимают с таким расчетом, чтобы тангенсы углов наклона отдельных звеньев, начиная от середины, относились между собой как 1:3:5 и т. д. Это обеспечивает примерно одинаковую величину реактивных сил в стойках и подвесках, при этом основное натяжение можно производить в месте расположения центральной стойки (подвески). Величину усилия предварительного напряжения цепи определяют расчетом.

Предварительное напряжение шарнирно-стержневой системы осуществляют путем закручивания гаек динамометрическим ключом, домкратом с оттарированным манометром или штучными грузами.

Усиление сжатых поясов ферм производят путем установки металлических обойм из листового или профильного металла. Усиление нижнего пояса осуществляют предварительно напряженными затяжками (рис. 10.46 и 10.47). Опорные части анкерных устройств затяжек выполняют из пластин толщиной 10...24 мм, подкрепленных ребрами. Для включения затяжек в работу ферм в них необходимо создавать предварительное напряжение порядка 15...20 МПа. Анкерные устройства должны плотно прилегать к опорным частям ферм, для чего в некоторых случаях между опорными плитами и бетоном выполняют слой цементного раствора марки 25.

Растянутые раскосы фермы усиливают предварительно напряженными затяжками, крепление которых к узлам фермы осуществляют путем приварки к фасонным деталям или опорным уголкам (рис. 10.48). Концевые участки затяжек снабжают коротышами с резьбой, причем диаметр коротышей должен превышать диаметр затяжками не менее чем на 4 мм.

Металлические обоймы сжатых элементов ферм включаются в работу за счет распорных сил, возникающих при приложении к ферме дополнительной нагруз-

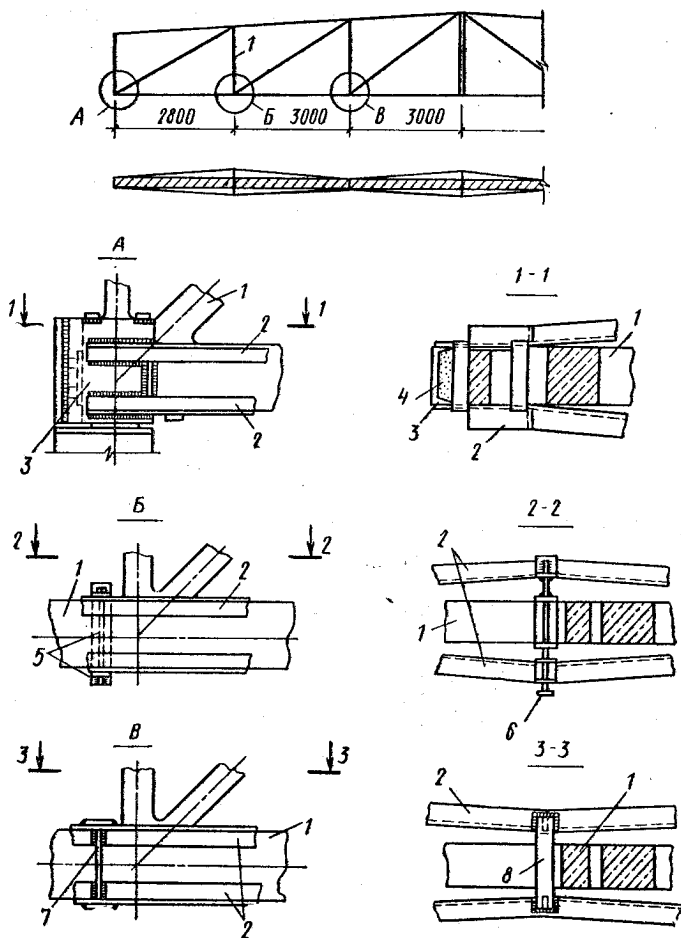


Рис. 10.46. Усиление нижнего пояса ферм затяжками из уголков: 1 — усиливаемая ферма; 2 — затяжка из уголков; 3 — торцевой упор; 4 — пазуха, заполняемая бетоном; 5 — хомут-упор; 6 — распорный винт; 7 — ребро жесткости, привариваемое после распирания затяжки; 8 — боковой лист торцевого упора

ки. При необходимости разгрузки сжатых элементов ферм выполняют предварительно напряженные одно- или двусторонние распорки. Распорки упираются в специальные обоймы из листовой стали, устанавливаемые в узлах фермы.

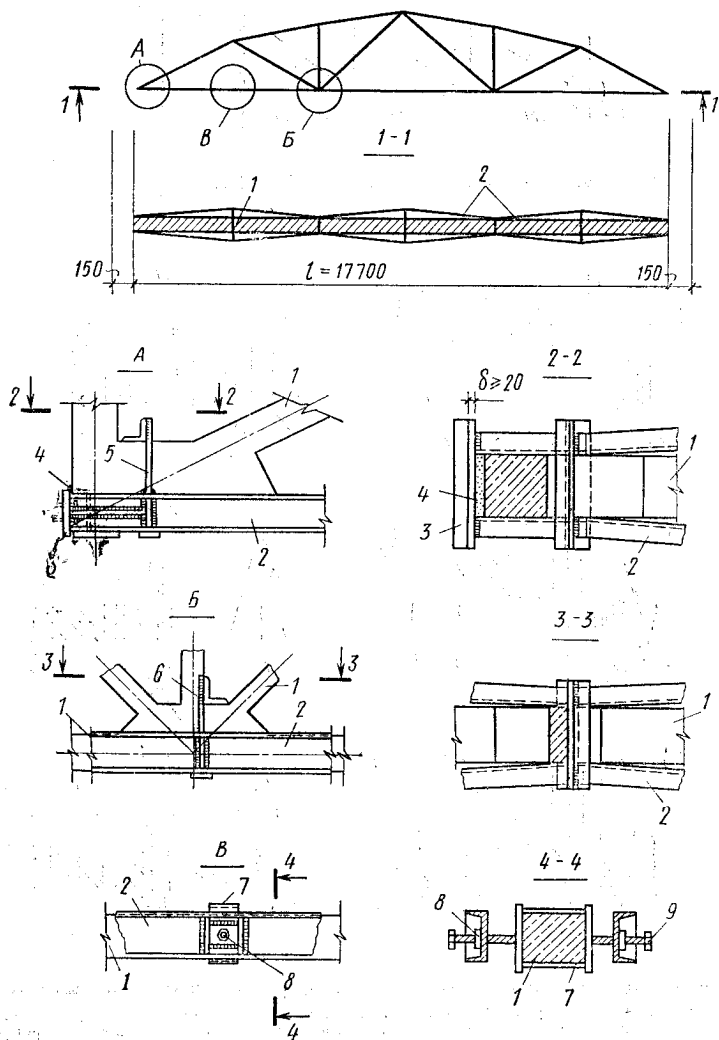


Рис. 10.47. Усиление нижнего пояса стропильной фермы затяжками из швеллеров:

1 — усиливаемая ферма; 2 — боковые предварительно напряженные затяжки; 3 — торцевой упор; 4 — пазуха, заполняемая бетоном; 5 — вертикальный держатель по торцам ферм; 6 — то же, в середине пролета; 7 — хомут из листового стали; 8 — распорный винт упора; 9 — квадратный элемент с нарезкой для винта

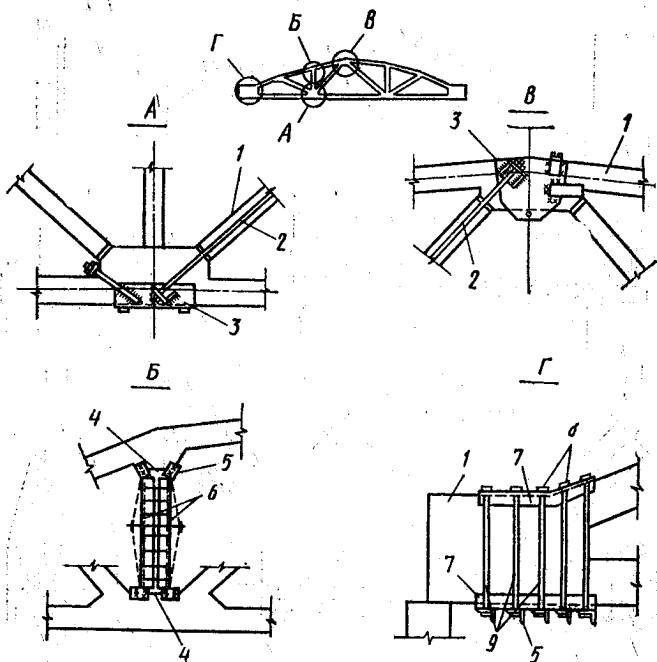


Рис. 10.48. Усиления элементов решетки и узлов фермы:

1 — усиливаемая ферма; 2 — металлический тяж; 3 — элементы усиления; 4 — хомуты; 5 — уголки-фиксаторы; 6 — предварительно напряженные стойки; 7 — уголки обоймы; 8 — планки обоймы; 9 — хомуты обоймы

Усиление узлов фермы осуществляется металлическими предварительно напряженными хомутами, обоймами из листовой стали или железобетона (рис. 10.49).

В связи с тем что в процессе усиления конструкция теряет свое стабильное состояние и ее несущая способность может существенно снизиться, необходимо обеспечить надежную страховку путем устройства специальных подпорок. Подпорки устанавливают в узлах ферм или в любом месте нижнего пояса балок с обязательным раскреплением их в обоих направлениях. Для включения подпорок в работу применяют клинья или выдвижные винты.

Для усиления стропильных балок рекомендуются шпренгельные предварительно напряженные затяжки из уголков или двутавра и уголков. Предварительное напряжение необходимо для надежного включения

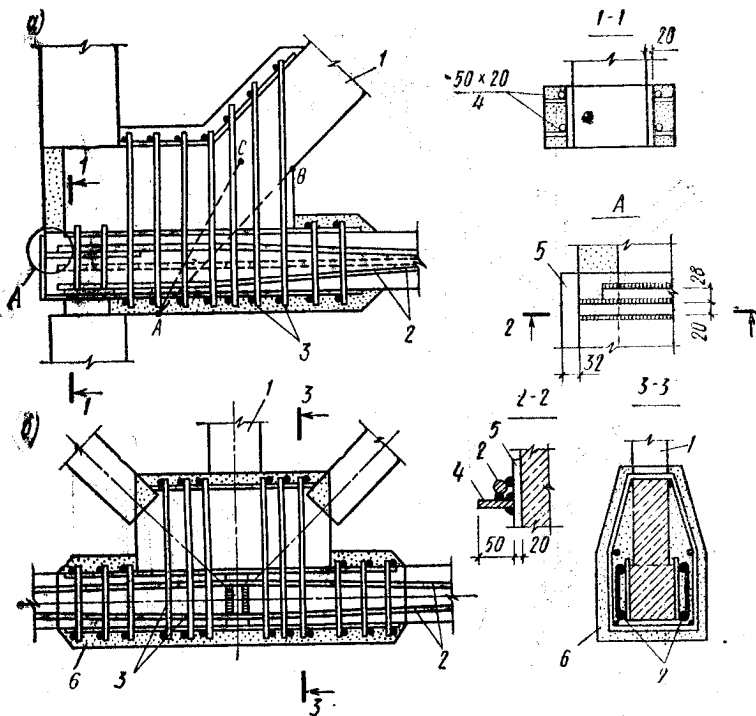


Рис. 10.49. Усиление нижнего пояса и узлов стропильной фермы: 1 — усиливаемая конструкция; 2 — горизонтальные тяжи; 3 — хомуты усиления; 4 — планки-фиксаторы; 5 — торцевой хомут; 6 — обетонированный узел

шпренгеля в работу балки. Шпренгельная затяжка включает два боковых уголка, которые крепятся к анкерным коробкам, устанавливаемым на цементном растворе по торцам балки (рис. 10.50). Предварительное напряжение шпренгеля осуществляется путем взаимного стягивания горизонтальных уголков нижнего пояса с помощью специальных болтов. Чтобы избежать размолкования полок уголков, затяжку болтов необходимо производить одновременно.

Нижняя горизонтальная часть шпренгеля может быть выполнена из двутавра или швеллера. В этом случае предварительное напряжение шпренгеля осуществляется путем оттягивания двутавра от балки с помощью натяжных винтов, причем сначала одновременно затягиваются винты в местах перегиба тяжей, а затем —

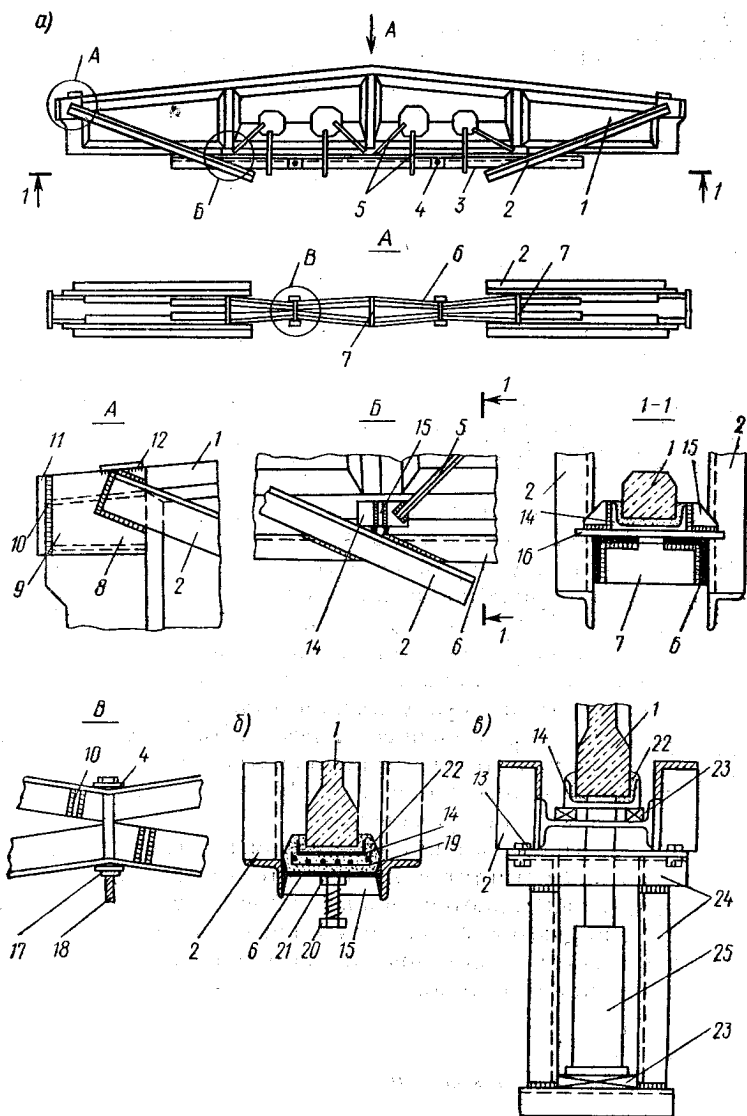


Рис. 10.50. Усиление стропильной балки предварительно напряженным шпренгелем из уголков:

а — общий вид усиления; б — предварительное напряжение шпренгеля с помощью натяжного винта; в — то же, с помощью домкрата; 1 — усиливаемый элемент; 2 — наклонный тяг; 3 — уголок нижнего пояса; 4 — компенсирующие

средний болт. После затяжки болты приваривают к нижнему поясу шпренгеля для исключения их раскручивания.

Предварительное напряжение может быть также осуществлено с помощью гидродомкратов, подвешенных к шпренгелю в местах перегиба тяжей.

Контроль напряжений в затяжке при механическом натяжении осуществляется по формуле проф. Н. М. Онуфриева с учетом тангенса угла отклонения затяжки  $\alpha$

$$\sigma = (\sqrt{\operatorname{tg} \alpha + 1}) \frac{2E_s l_1}{l} m_0, \quad (10.57)$$

где  $\sigma_s$  и  $E_s$  — напряжения в затяжке и ее модуль деформаций;  $l$  — длина участка перегиба;  $l_1$  — полная длина шпренгеля по его оси;  $m_0 = 0,8$  — коэффициент условий работы.

Фиксация предварительного напряжения осуществляется путем заполнения зазора между нижним поясом балки и двутавром цементным раствором или специальными подкладками из отрезков полосовой стали.

После выполнения усиления все металлические детали окрашивают защитным лаком или эмалью.

При необходимости усиления только нижнего пояса стропильных ферм осуществляют установку горизонтальных предварительно напряженных затяжек из швеллеров с боков нижнего пояса. Предварительное напряжение затяжек для включения их в совместную работу с фермой выполняют путем отжатия швеллеров от нижнего пояса. Достигается это тем, что в отдельных местах швеллеры связываются между собой, а между стяжками — распираются распорными винтами. Пространство между тяжами и бетоном нижнего пояса заполняется мелкозернистым бетоном.

---

*Продолжение подписи к рис. 10.50.*

накладки; 5 — монтажные подвески; 6 — горизонтальный тяж шпренгеля; 7 — распорная планка; 8 — боковой лист анкерной коробки; 9 — прижимное ребро анкерной коробки; 10 — сварной шов; 11 — упорный торцевой лист; 12 — соединительная планка; 13 — соединительные болты; 14 — упор из отрезка швеллера; 15 — ребро жесткости; 16 — круглый коротыш упора; 17 — гайка; 18 — стяжной болт; 19 — сварная сетка; 20 — натяжной винт-упор; 21 — квадратный элемент с нарезкой; 22 — цементно-песчаный раствор; 23 — накладки-упоры; 24 — подвесная конструкция для установки домкрата; 25 — домкрат (гидравлический)



Эффективное включение затяжек в работу обеспечивается при напряжениях 70...100 МПа. Контроль натяжения может быть осуществлен по уклону отдельного участка затяжки  $l_1$  с использованием формулы (10.57) при  $m_0=0,85$ . С целью исключения изгиба нижнего пояса ферм предварительное напряжение затяжек производят одновременно в обеих ветвях и симметрично относительно середины пролетов ферм.

После завинчивания распорных винтов их приваривают к затяжкам и осуществляют антикоррозионную защиту металлоконструкций усиления перхлорвиниловым лаком или эмалями.

Вместо швеллеров в качестве затяжек могут быть применены уголки по два с каждой боковой стороны нижнего пояса. Этот вариант имеет ряд конструктивных преимуществ (достаточная длина сварных швов в местах крепления затяжки к торцевым упорам, более выгодное расположение уголков по высоте, что позволяет соединить их планками снизу и сверху и т. п.), а также позволяет более экономично подбирать сечение тяжей.

Если необходимо незначительно увеличить несущую способность стропильных балок и ферм, достаточно выполнить усиление нижнего пояса горизонтальными затяжками из стержневой арматурной стали (рис. 10.51). Предварительное напряжение затяжек осуществляется механическим способом с помощью взаимного стягивания двух стержней затяжки, динамометрическим ключом с помощью стяжных муфт или путем их электроразогрева с одновременным завинчиванием гаек на торцах.

Для анкеровки арматурных канатов классов К-7 и К-19, а также плохо свариваемой стержневой арматуры рекомендуется применять анкеры типа «обжатая гильза»: для свариваемой арматуры классов А-IV (марка 20ХГ2Ц) и А-V — высаженные головки и приваренные коротыши. Вид анкерного устройства, его диаметр и габариты должны учитываться при назначении расстояний между осями напрягаемых стержней. Длина стержней усиления и расположение анкерных устройств должны назначаться с учетом расчетного удлинения арматуры, после которого анкеры должны занять свое проектное положение.

Дополнительная предварительно напряженная арматура усиления может располагаться под нижней поверхностью балки или вдоль ее боковой поверхности у ниж-

ней грани. В обоих случаях должна быть обеспечена совместная работа дополнительной арматуры с усиливаемой конструкцией.

При расположении напрягаемой арматуры на боковой поверхности балки устанавливаются — образные

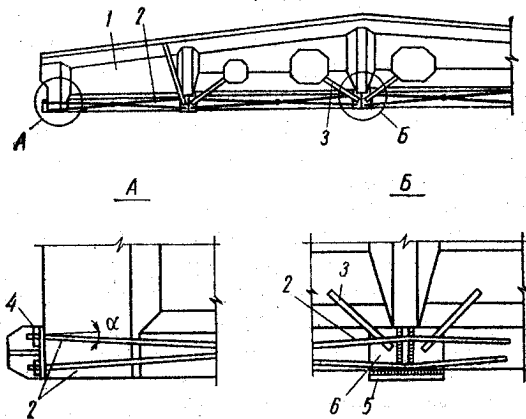


Рис. 10.51. Усиление нижнего пояса стропильной балки горизонтальной предварительно напряженной затяжкой:

1 — усиливаемая балка; 2 — тяжи горизонтальной затяжки; 3 — держатели тяжей; 4 — торцевой упор; 5 — нижний лист упора; 6 — боковые листы

с крючками соединительные элементы из листовой стали, а при ее расположении под балкой — соединительные прокладки. Шаг прокладок или соединительных элементов не должен превышать высоту балки.

Конструктивное решение усиливающего устройства должно обеспечить надежный контроль усилия натяжения в арматуре. Проще всего это решается с помощью динамометров, а в случае невозможности их использования — специальными приборами (ДПС-2, ПРД, ЭМИН-3, ИНА-3, ИПН-6, ИПН-7). Эффективность применения того или иного прибора зависит от диаметра и вида напряженной арматуры, расстояния между стержнями и точками закрепления, усилия натяжения арматуры и паспортной погрешности прибора.

При расстоянии между стержнями усиления 20 мм и более рекомендуется механический прибор ЭМИН-3; если стержни расположены на более близком расстоя-

нии, могут быть использованы приборы ИНА-3, ИПН-6 и ИПН-7. Усилия в канатной арматуре определяют с помощью приборов ДПС-2, ПРД и ЭМИН-3.

Для усиления применяют любую арматуру, рекомендуемую СНиП 2.03.01—84 для предварительно напряженных конструкций. При выборе дополнительной арматуры необходимо учитывать условия выполнения работ по усилению (например, необходимость выполнения сварных работ), а также условия эксплуатации (агрессивность среды, температурный режим и т. п.).

### Расчет усиления железобетонных ферм

Прочность растянутых элементов, усиленных металлическими затяжками, определяют по формуле

$$N = R_{s1} A_s + R_{s2} A_{sp} + R_{s,ad} A_{sp,ad}, \quad (10.58)$$

где  $N$  — несущая способность усиленного элемента;  $R_{s1}$ ,  $R_{s2}$  и  $R_{s,ad}$  — расчетные сопротивления соответственно существующей ненапряженной и напряженной арматуры, а также затяжки усиления;  $A_s$ ,  $A_{sp}$  и  $A_{sp,ad}$  — площади сечений вышеуказанной арматуры.

Предварительное напряжение в затяжке определяют с учетом приращения напряжений при увеличении внешней нагрузки и потерь напряжений:

$$\sigma_{sp} = R_s - \Delta\sigma_{sp} + \sigma_{l,sp} \leq 0,9R_s. \quad (10.59)$$

Приращение напряжений в затяжке при увеличении нагрузки:

для элементов без трещин

$$\Delta\sigma_{sp} = \frac{\Delta F}{A_{sp} \left( 1 + \frac{E_b A_s l_{s,ad}}{E_{s,ad} A_{s,ad} l} \right)}; \quad (10.60)$$

для элементов с трещинами

$$\Delta\sigma_{sp} = \frac{\Delta F}{A_{sp} \left( 1 + \frac{E_b A_s l_{s,ad}}{E_{s,ad} A_{s,ad} l \psi_s} \right)}, \quad (10.61)$$

где  $E_{s,ad}$  и  $l_{s,ad}$  — модуль упругости и длина затяжки;  $\psi_s$  — коэффициент, учитывающий работу бетона между трещинами (по СНиП 2.03.01—84).

При расчете усиления элементов ферм длину решетки или пояса принимают без учета размеров узлов.

Потери напряжений в затяжке от деформаций анкеров-

ных устройств определяют по формуле

$$\sigma_{l,sp} = (\Delta l_{s,ad_1} + \Delta l_{s,ad_2}) (E_{s,ad} / l_{s,ad}), \quad (10.62)$$

где  $\Delta l_{s,ad_1}$  и  $\Delta l_{s,ad_2}$  — деформации анкерных устройств затяжек.

Деформации анкерных устройств зависят от способа их установки и состоят из начальных  $\Delta l_{01}$  и упругих  $\Delta l_{el}$ . При установке на растворе начальные деформации принимают по 0,25 мм на каждый анкер, а при установке насухо по 0,5 мм. Эти деформации можно уменьшить на 0,25 мм при обжатии опорных пластин обжимными болтами с интенсивностью 10 МПа.

Упругие деформации анкерных устройств не зависят от способа установки и определяются по формуле

$$\Delta l_{el} = \frac{\Delta N_{ad} l_2}{2E_s J_s} \left( \frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right), \quad (10.63)$$

где  $\Delta N_{ad}$  — изменение усилия в затяжке при увеличении нагрузки;  $E_s J_s$  — жесткость опорных пластин анкера;

$$l_1 = b - 2l_2; \quad (10.64)$$

$$l_2 = t_1/2 + a_1 + t_2, \quad (10.65)$$

где  $t_1$  — толщина боковой пластины;  $t_2$  — то же, опорной пластины анкера;  $a_1$  — расстояние от поверхности усиливаемого элемента до боковой пластины анкера;  $b$  — ширина опорной части усиливаемого элемента.

При усилении анкерных устройств ребрами жесткости  $\Delta l_{el}$  уменьшается в 2 раза.

При усилении сжатых элементов ферм стальными обоймами или распорками обойменного типа дополнительные усилия распределяются между усиливаемым элементом и обоймой в следующих отношениях:

*приращение усилия в усиливаемом элементе*

$$\Delta N_2 = \frac{\Delta N E_b A_{red}}{E_b A_{red} + E_{s,rin}} \varphi; \quad (10.66)$$

*приращение усилия в обоймах*

$$\Delta N_{rin} = \frac{\Delta N_0 E_{s,rin} A_{s,rin}}{E_{s,rin} A_{s,rin} + E_b A_{red}} \delta_{inc} \varphi, \quad (10.67)$$

где  $E_{s,rin}$ ,  $A_{s,rin}$  — модуль упругости и площадь сечения ветвей обоймы;  $\delta_{inc}$  — коэффициент неплотности опор;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба ветвей обоймы, определяемый по СНиП II-23—81.

Площадь  $A_{s,rip}$  подбирают методом последовательных приближений. Усилие в предварительно напряженной распорке составит

$$N_{sp,cv} = \sigma_{sp,cv} A_{cv} \delta_{inc} \quad (10.68)$$

Расчет опорных узлов ферм, усиленных предварительно напряженными хомутами (см. рис. 10.49), осуществляется по двум схемам: из условия прочности в наклонном сечении по линии  $AB$

$$N_{sp,tz} = \frac{N - N_{sp} - N_s - N_{tz}}{\operatorname{ctg} \alpha} \quad (10.69)$$

и из условия прочности на изгиб в наклонном сечении по линии  $AC$

$$N_{sp,tw} = \frac{F a_2 - N_{sp} (h_{0,sp} - 0,5x) - N_s (h_0 - 0,5x) - N_w z_{w,red}}{z_{sw,red}}, \quad (10.70)$$

где  $a_2$  — плечо опорной реакции;  $F$  — опорная реакция;  $x = (N_{sp} + N_s) / (R_b b)$  — высота сжатой зоны;  $N_s$  — расчетное усилие в первой панели нижнего пояса;

$N_{sp} = R_s A_{sp} \frac{l_{win,sp}}{l_{lm,sp}}$  — усилие в существующей продольной

напрягаемой арматуре;  $N_s = R_s A_s \frac{l_{win}}{l_{lm}}$  — то же, в нена-

пряженной арматуре;  $N_w = R_{sw} A_{sw} h \operatorname{ctg} \alpha$  — усилие в существующей поперечной арматуре;  $l_{lm}$ ,  $l_{lm,sp}$  — длина заделки соответственно ненапряженной и напряженной арматуры;  $l_{win}$ ,  $l_{win,sp}$  — длина запуска ненапряженной и напряженной арматуры за возможные линии разрушения  $AB$  и  $ABC$ ;  $z_{w,red}$  и  $z_{sw,red}$  — приведенное плечо внутренней пары для существующей арматуры и арматуры усиления;  $n$  — количество поперечных стержней, пересекающих линию  $AB$ .

Для промежуточных узлов фермы, усиленных предварительно напряженными хомутами, усилия в последних определяют по формуле

$$N_{zw} = \frac{N_t (1 - \delta_2 a_3 / (\delta_1 \cdot 220d)) - A_{sw_1} n R_{sw} \cos \beta}{\cos \beta}, \quad (10.71)$$

где  $N_t$  — усилие в растянутом раскосе;  $\delta_1 = \delta_s / 196$ ,  $\sigma_s$  — напряжение в существующей арматуре раскоса от действия расчетной нагрузки, уменьшенное на величину 196 МПа;  $\delta_2$  — коэффициент, учитывающий возможное

увеличение заделки стержня в сжатой зоне ( $\delta_2=1,1$  для узлов со сжатой стойкой и растянутыми раскосами; для остальных случаев  $\delta_1=1$ );  $d$  — диаметр продольной арматуры раскоса, м;  $\beta$  — угол между растянутым раскосом и поясом;  $A_{sw}$  — площадь сечения одного поперечного стержня;  $R_{sw}$  — расчетное сопротивление поперечной арматуры;  $n$  — число поперечных стержней, пересекающих линию  $AB$ , за исключением тех, которые расположены ближе 100 мм к точке  $A$ .

### Расчет усиления балок и ферм предварительно напряженными шарнирно-стержневыми цепями

Точный расчет железобетонных балок и ферм, усиленных шарнирно-стержневыми цепями, осуществляют как комбинированных статически неопределимых систем.

Допускается их рассчитывать по упрощенной методике, изложенной ниже:

натяжение цепи осуществляют при нагрузке на усиливаемую конструкцию не менее 70 % расчетной;

стрелку прогиба цепи  $f$  принимают максимально возможной с учетом допустимых габаритов, а количество узлов равным 3; 5; 7;

распор цепи передается ниже центра тяжести усиленного элемента или не выше верхней границы ядра сечения;

из условия прочности определяют необходимую степень разгрузки балки;

натяжение цепи определяют из условия, чтобы усилия в стропильной конструкции от ее натяжения ( $M_{ch}$  и  $Q_{ch}$ ) были равны разности между соответствующими усилиями от полной нагрузки после реконструкции ( $M_{tot}$  и  $Q_{tot}$ ) и усилиями, которые может воспринять конструкция без усиления ( $M_{max}$  и  $Q_{max}$ ), т. е.

$$M_{ch} = M_{tot} - M_{max}; \quad (10.72)$$

$$Q_{ch} = Q_{tot} - Q_{max}; \quad (10.73)$$

намечают очертание цепи, определяют ее первоначальную длину  $L_{ch}$  и усилия в подвесках.

При этом неизвестные усилия в подвесках  $F_{sub}$  рассматриваются как внешняя нагрузка, прикладываемая снизу вверх. Усилия в подвесках будут равны, если тангенсы углов наклона звеньев цепи, начиная от сере-

дины, относились между собой как 1 : 3 : 5 и т. д. Усилия  $F_{sus}$  должны создавать моменты и поперечные силы, равные расчетным значениям  $M_{ch}$  и  $Q_{ch}$ , причем из двух значений  $F_{sus}$  принимается большее.

По значению  $F_{sus}$  определяют распор  $H_{ch}$  (табл. 10.1) и, принимая его как продольную сжимающую силу, проверяют прочность сечений балки как внецентренно сжатого элемента по СНиП 2.03.01—84.

Эту проверку можно не производить, если  $x = (R_s A_s + H_{ch}) / (R_b b) < x_{max}$ . Если до усиления  $x > x_{max}$ , то  $F_{sus}$  определяют путем последовательных приближений. В первом приближении  $F_{sus}$  находят по моменту, равному  $1,2M_{ch}$ .

Первоначальную длину цепи определяют по формулам:

*при трех подвесках*

$$L_c = l[1 + 2,45(\varphi/l)^2]; \quad (10.74)$$

*при пяти подвесках*

$$L_{ch} = l[1 + 2,55(\varphi/l)^2]; \quad (10.75)$$

*при семи подвесках*

$$L_{ch} = l[1 + 2,66(\varphi/l)^2], \quad (10.76)$$

где  $l$  — пролет балки (фермы).

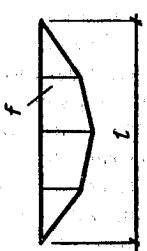
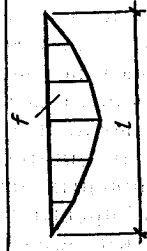
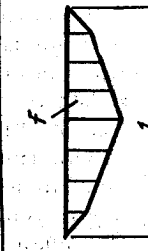
Сечения элементов цепи определяют по величине усилий  $s$  в отдельных звеньях, которые рассчитывают по известным значениям  $F_{sus}$ . Общее удлинение цепи равно

$$\Delta L_{ch} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{s_i l_i}{F_i E}, \quad (10.77)$$

где  $l$  — длина звена цепи.

Стропильные железобетонные фермы, усиленные цепями, рассчитывают аналогично балкам, при этом значения  $F_{sus}$  подбирают по разности возникающих в элементах фермы усилий от полной нагрузки и усилий, которые могут быть восприняты без усиления. При этом следует учитывать то обстоятельство, что при усилении ферм цепями в отдельных элементах конструкции могут возникнуть усилия, превышающие их несущую способность. В связи с этим может возникнуть необходимость в их усилении обоями, затяжками и т. п.

Таблица 10.1. Усилия в балке от натяжения цепи

Схема усиления	Количество узлов	$N$	$M_{l/2}$	$M_{l/4}$	$Q_{\max}$
	3	$0,5 \frac{F_{sus} l}{f}$	$F_{sus} l \left( 0,5 \pm \frac{0,5a}{f} \right)$	$F_{sus} l \left( 0,375 \pm \frac{0,5a}{f} \right)$	$1,5F_{sus}$
	5	$0,75 \frac{F_{sus} l}{f}$	$F_{sus} l \left( 0,75 \pm \frac{0,75a}{f} \right)$	$F_{sus} l \left( 0,542 \pm \frac{0,75a}{f} \right)$	$2,5F_{sus}$
	7	$\frac{F_{sus} l}{f}$	$F_{sus} l \left( 1 \pm \frac{a}{f} \right)$	$F_{sus} l \left( 0,75 \pm \frac{a}{f} \right)$	$3,5F_{sus}$



## 10.7. Усиление плит перекрытий и покрытий

Монолитные плиты перекрытия можно усиливать методом наращивания, т.е. бетонированием дополнительной железобетонной плиты поверх существующей, а также подведением дополнительных опор в виде монолитных железобетонных или металлических балок.

Сборные железобетонные пустотные плиты могут усиливаться с использованием пустот. Для этого сверху в зоне расположения канала пробивают полку и устанавливают арматурный каркас. При усилении только опорной части плиты каркасы располагаются на части ее пролета, а при необходимости усиления по нормальному и наклонному сечениям — по всей длине плиты. После этого канал заполняют пластичным бетоном на мелком щебне и плиту рассчитывают с учетом дополнительной арматуры (рис. 10.52).

Усиление опорных частей пустотных плит при недостаточной площади их опирания рекомендуется осуществлять по следующим схемам:

для крайних опор путем установки в каналах арма-

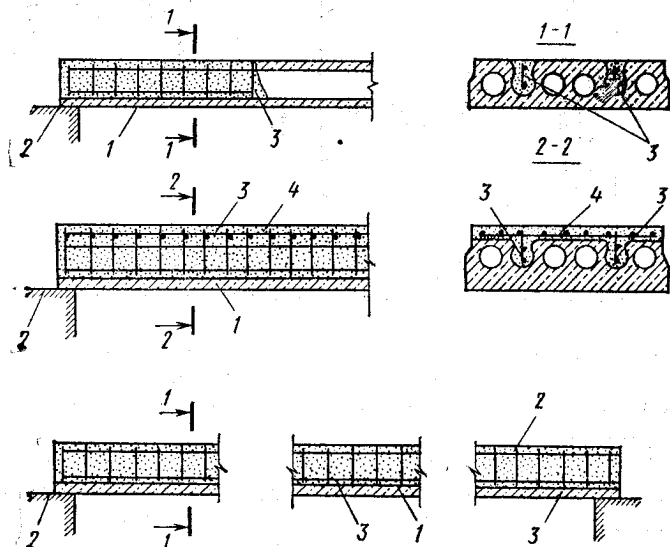


Рис. 10.52. Усиление сборных многопустотных плит перекрытия: 1 — усиливаемая плита; 2 — опора; 3 — дополнительный арматурный каркас; 4 — бетон усиления

турных каркасов с выносом их за торцы плит на требуемую длину, последующей установкой вертикальных каркасов параллельно торцам плит, бетонированием анкерной балки и опорных участков пустот плиты (рис. 10.53); для промежуточных опор установкой общих вертикальных каркасов в предварительно пробитые отверстия

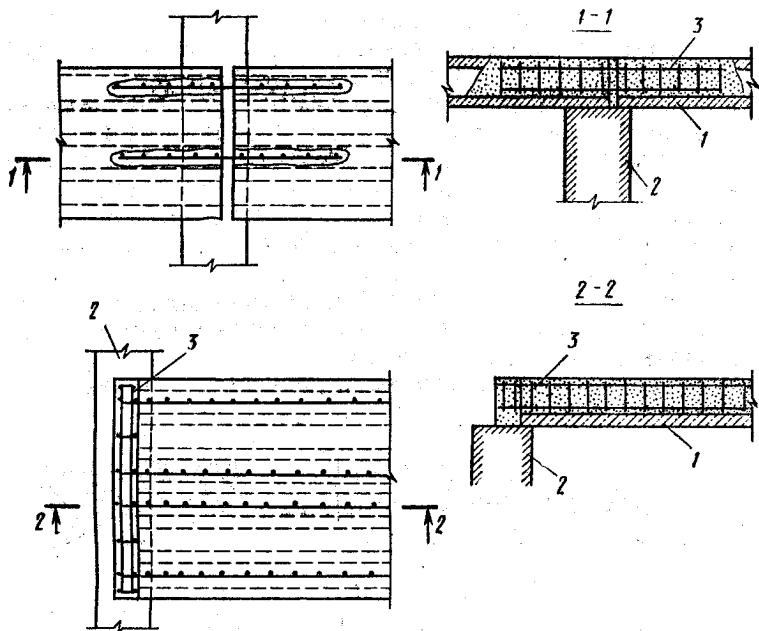


Рис. 10.53. Усиление опорных частей многопустотных плит:  
1 — усиливаемая плита; 2 — опора; 3 — арматурный каркас усиления

приопорных зон смежных плит и последующим бетонированием каналов с дополнительно установленной арматурой. В этом случае плиты работают как неразрезные конструкции.

Продольные ребра сборных железобетонных ребристых плит усиливают подведением дополнительных металлических опор, уменьшающих пролет ребер, дополнительными металлическими балками, которые включаются в работу с помощью подклинки; шпренгельными конструкциями. Эффективным способом усиления продольных ребер плит по нормальным сечениям

является установка дополнительных арматурных каркасов в швах между плитами и бетонирование швов. Возможно также наращивание продольных ребер с дополнительной арматурой при обеспечении ее связи с существующей рабочей арматурой.

Усиление продольных ребер на действие поперечных сил производят путем установки дополнительных предварительно напряженных накладных хомутов.

Если невозможно выполнить набетонку для усиления плит, опертых по контуру, рекомендуется подвести под плиты предварительно напряженный пространственный шпренгель (рис. 10.54), который состоит из двух взаимно пересекающихся в одном уровне плоских шпренгелей, верхние пояса которых плотно подгоняются под нижнюю плоскость плиты, а нижние пояса предварительно напрягаются механическим или термомеханическим способом.

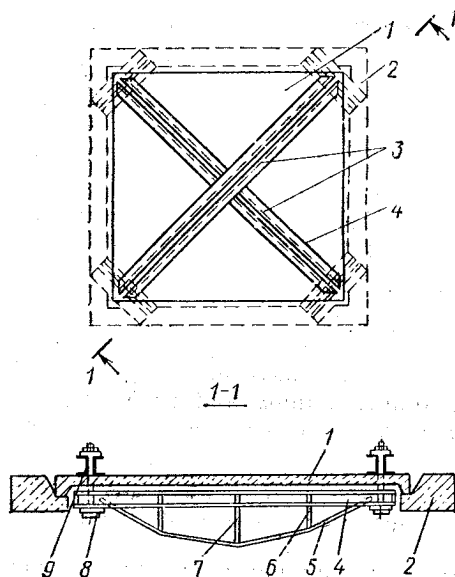


Рис. 10.54. Усиление сборной плиты, опертая по контуру, пространственным шпренгелем:

1 — усиливаемая плита; 2 — элемент несущего контура; 3 — пространственный шпренгель; 4 — верхний пояс; 5 — нижний пояс; 6 — промежуточные стойки; 7 — центральная стойка; 8 — болты для подвески шпренгеля; 9 — передаточные траверсы

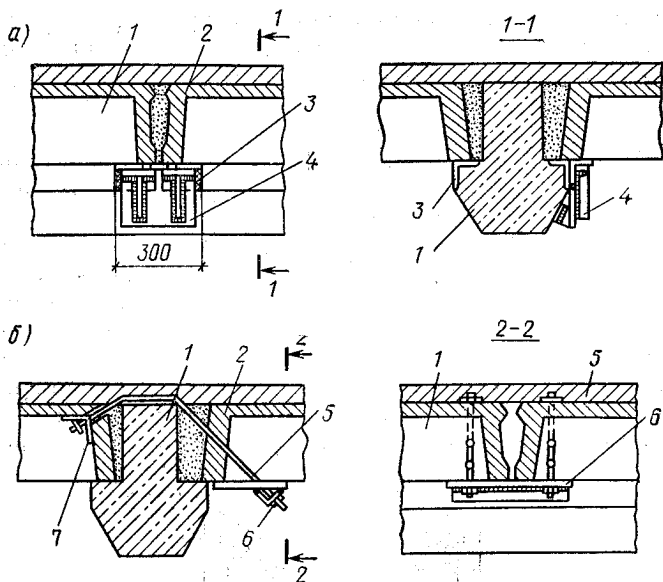


Рис. 10.55. Варианты устройства опорных столиков:

*а* — при наличии закладных деталей в ригеле; *б* — при отсутствии закладных деталей в ригеле; 1 — ригель; 2 — плита; 3 — закладная деталь в ригеле; 4 — опорный столик; 5 — тяжи; 6 — горизонтальная опора; 7 — упорный уголок

Для усиления опирания сборных плит перекрытия и покрытия на ригели и стропильные конструкции рекомендуется подвести под опоры металлические столики из уголков, закрепив их с помощью тяжей или обойм к смежным конструкциям или верхнему поясу ригелей и стропильных конструкций (рис. 10.55, 10.56).

### 10.8. Установка дополнительных закладных деталей и усиление стыков

При реконструкции часто возникает необходимость в установке дополнительных закладных деталей или восстановлении пропущенных при изготовлении конструкций. При этом следует различать конструктивные закладные детали, на которые не передаются значительные усилия, а также закладные детали, которые воспринимают значительные изгибающие моменты и отрывающие усилия.

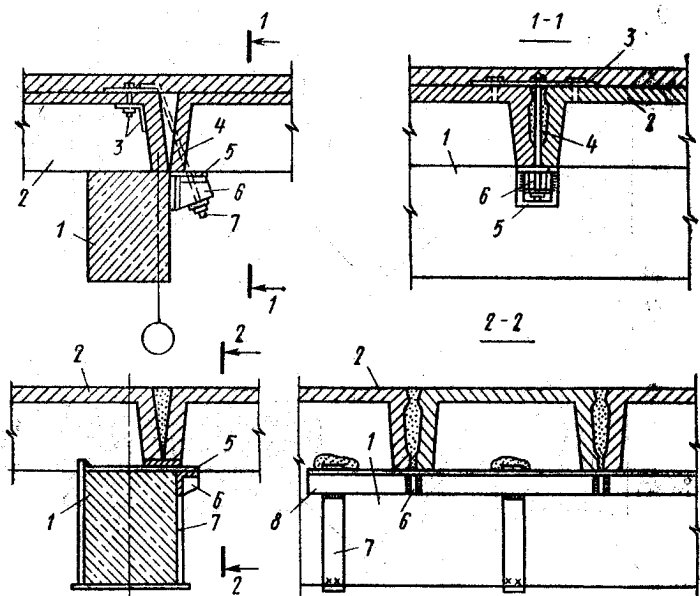


Рис. 10.56. Усиление опирания плит:

1 — ригель; 2 — плита; 3 — крепление тяжа к плите; 4 — наклонный тяж; 5 — упорный столик; 6 — ребра жесткости; 7 — хомуты; 8 — уголок опорного столика

К первой группе относятся закладные детали для фиксации элементов, которые устанавливаются на несущие конструкции (плиты покрытия на балки и фермы, балки и фермы на колонны, самонесущие стены и стеновые панели к колоннам и т. п.). Эти закладные детали испытывают сжимающие или незначительные сдвигающие усилия и легко устанавливаются с помощью специального металлического хомута.

Например, для фиксации опорного металлического листа на поверхности железобетонного элемента (рис. 10.57) достаточно оголить (сколоть) защитный слой у двух угловых арматурных стержней, приварить к ним круглые коротыши или ребра из полосовой стали и к последним — лист (уголок) новой закладной детали. При необходимости выполнить закладную деталь заподлицо с поверхностью бетона в защитном слое вырубается борозда, ширина которой превышает ширину закладной детали на 10...20 мм, а глубина — толщину пласти-

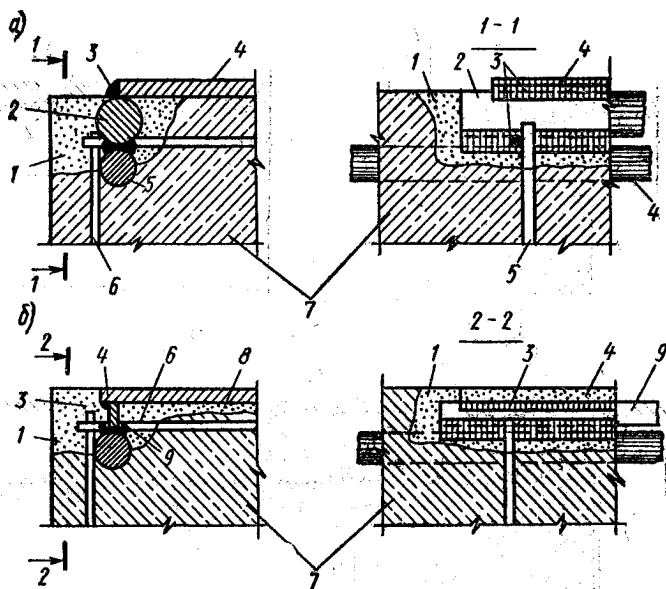


Рис. 10.57. Установка дополнительных закладных деталей в железобетонных элементах:

*а* — по верхней плоскости; *б* — заподлицо с поверхностью; 1 — сколотая зона бетона, впоследствии заделанная цементным раствором; 2 — коротыш-подкладка из круглого стержня; 3 — сварные швы; 4 — дополнительная закладная деталь; 5 — угловая арматура элемента; 6 — поперечные стержни каркаса; 7 — исправляемый элемент; 8 — поперечная борозда для установки закладной детали, заполненная впоследствии цементным раствором; 9 — коротыш-подкладка из полосовой стали

ны на 5...10 мм. Пластина вдавливается в свежий цементный раствор и приваривается через коротыши-подкладки к рабочей арматуре каркаса.

Менее трудоемкий способ установки конструктивных закладных деталей с помощью металлических хомутов (рис. 10.58), хотя он и требует большего расхода стали. Такие закладные детали выполняются по месту из заранее заготовленных и подогнанных элементов.

При необходимости устройства жестких стыков ригелей с колоннами, а также в случае дефектов в выпусках арматуры (несоосность, уменьшение диаметра и количества арматуры) рекомендуют охватывающие хомуты, площадь которых равна расчетному сечению стыка.

Боковые металлические планки (рис. 10.59) устанавливают в выбитые в защитном слое бетона пазы, ши-

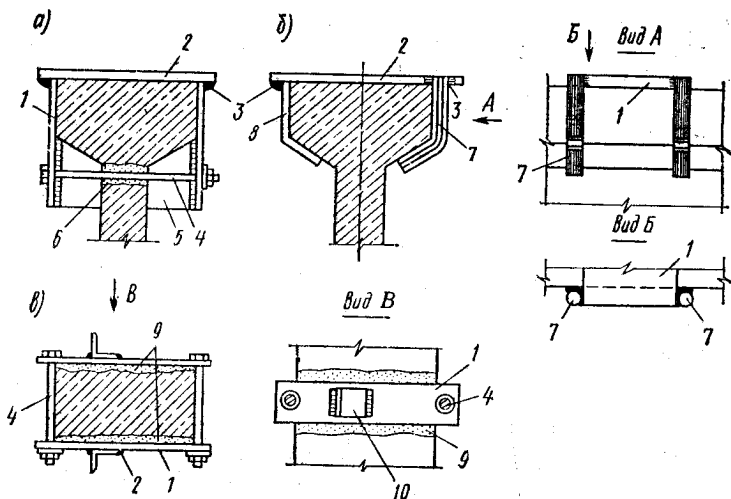


Рис. 10.58. Установка дополнительных закладных деталей с помощью хомутов:

а — хомут из листовой стали на болтах; б — то же, с держателем из листовой стали; в — то же, с держателем из круглой стали; 1 — боковые планки хомута; 2 — лицевая планка хомута; 3 — сварные швы; 4 — стяжной болт; 5 — ребра жесткости; 6 — отверстие в стенке балки для пропуска стяжного болта; 7 — стержневой держатель; 8 — листовой держатель; 9 — борозда, пробитая в поверхности бетона и заделанная впоследствии цементным раствором; 10 — уголок для крепления дополнительных элементов

рину которых принимают на 20...30 мм больше ширины планки, а толщина равна толщине самой планки. Ось планок должна совпадать с осью арматуры ригелей. Затем к планкам приваривают горизонтальные пластины, полученные полухомуты заводят с обеих сторон колонны и соединяют сваркой с помощью стыковых накладок. Для связи с арматурой ригелей в горизонтальных пластинах вырезают автогеном прорези шириной на 4...6 мм шире диаметра арматуры и вваривают в них стержни.

Сечение боковых планок, горизонтальных пластин и сварных швов рассчитывают на горизонтальное усилие, передаваемое на стык. Равномерная передача усилий горизонтальных листов на боковые планки обеспечивается, если длина соединительного шва между этими элементами  $S$  принимается не менее половины расстояния между боковыми планками.

При реконструкции часто возникает необходимость в анкеровке дополнительной арматуры усиления или установке новых закладных деталей в существующей же-

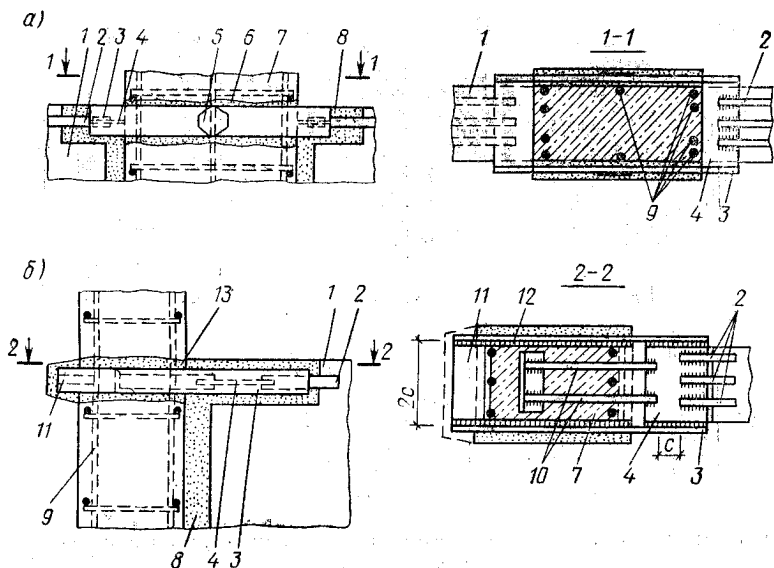


Рис. 10.59. Усиление стыков ригелей с колонной:

а — при отсутствии выпусков арматуры из колонны; б — при недостаточном количестве выпусков арматуры из колонны; 1 — ригель; 2 — арматура ригеля; 3 — боковая планка хомута; 4 — горизонтальная планка хомута; 5 — стыковая накладка; 6 — боковые пазы, пробитые в бетоне и заполненные впоследствии цементным раствором; 7 — колонна; 8 — места заделки раствором; 9 — продольная арматура колонны; 10 — выпуски арматуры из колонны; 11 — упорная планка; 12 — сварные швы; 13 — зазор для бетонирования

лезобетонной конструкции. В этих случаях рекомендуется пробурить в бетоне перфоратором скважины на глубину не менее 20 диаметров арматуры и заделать в них арматуру на эпоксидном клее или путем виброзачеканки жесткой цементно-песчаной смесью. На эпоксидном клее можно закреплять арматуру гладкого и периодического профиля к горизонтальной и вертикальной плоскости бетона, а также к нижней плоскости, расположенной под углом  $45^\circ$  к горизонту. На цементно-песчаном растворе разрешается закреплять арматуру только на горизонтальной плоскости бетона. К анкерному коротышу на конце приваривается шайба; зачеканка скважины цементно-песчаным раствором производится с помощью специального виброуплотнителя. Анкеровка стержней в теле бетона осуществляется на расстоянии не менее 5 диаметров друг от друга и на таком же расстоянии от грани бетона.



## 10.9. Усиление подкрановых балок и безбалочных перекрытий

Усиление железобетонных подкрановых балок может осуществляться наращиванием или частичной заменой старого бетона на новый, металлическими элементами или комбинированным способом (железобетоном и металлом).

Наиболее простым способом усиления, рекомендуемом при незначительном повреждении полки тавровой или двутавровой балки, является устройство окаймляющих уголков на высокопрочных болтах. Верхняя полка при этом очищается от отслоившегося бетона, пыли и грязи, промывается и заливается пластичным бетоном на мелком щебне.

При значительном повреждении железобетонной полки ее усиливают металлической полкой с ребрами жесткости, причем полка усиления должна быть надежно притянута к балке, а пустоты между ней и верхней поверхностью железобетонной балки тщательно заполнены цементно-песчаным раствором (рис. 10.60, а).

Значительного повышения прочности полки можно добиться, применяя дисперсное армирование бетона в виде стальных фибр диаметром 0,2...0,5 мм в объеме 1,5 % от объема бетона ( $120 \text{ кг/м}^3$ ).

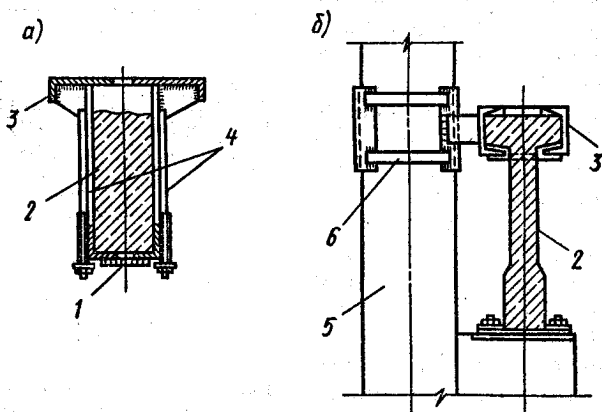


Рис. 10.60. Усиление подкрановых балок:

1 — планки; 2 — усиливаемая балка; 3 — элемент усиления полки; 4 — болт с гайкой; 5 — колонна; 6 — хомут-обойма

Эффективным способом усиления подкрановых балок является устройство металлической обоймы (рис. 10.60, б), выносных опор, уменьшающих пролет балки

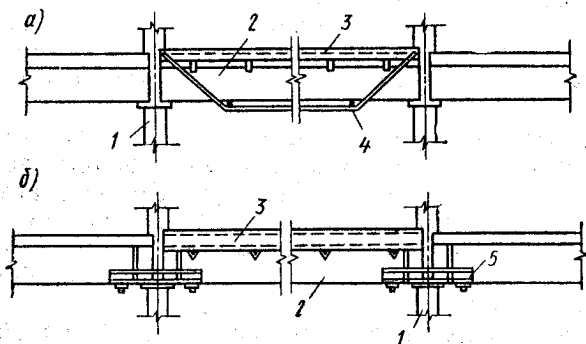


Рис. 10.61. Усиление подкрановой балки шпренгелем (а) и выносными опорами (б):

1 — колонна; 2 — усиливаемая балка; 3 — усиление полки; 4 — шпренгель; 5 — выносная опора

(рис. 10.61), и металлических шпренгелей. Причем в зависимости от степени усиления эти способы могут применяться как раздельно, так и совместно.

При нарушении надежности крепления подкрановых балок к колонне рекомендуется приваривать балки к дополнительным закладным деталям, которые устанавливаются на колонне с помощью металлических хомутов на пружинных шайбах. Такое усиление требуется, если после выверки верх подкрановой балки значительно превысит уровень закладных деталей в колоннах.

Капители безбалочного перекрытия усиливают предварительно напряженным металлическим пространственным шпренгелем в виде двух замкнутых обвязок из

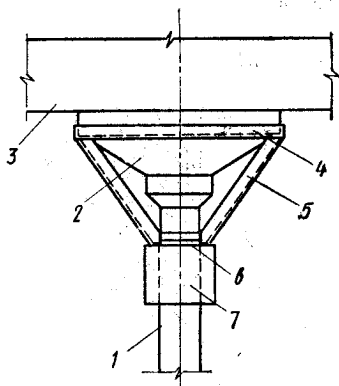


Рис. 10.62. Усиление капители безбалочного перекрытия:

1 — колонна; 2 — капитель; 3 — плита перекрытия; 4 — верхняя обвязка усиления; 5 — подкосы; 6 — нижняя обвязка усиления; 7 — обвязка

уголков, одна из которых опирается на нижнюю железобетонную или металлическую обойму, вторая охватывает капитель по периметру в верхней зоне, а также путем устройства четырех подкосов (рис. 10.62).

Предварительное напряжение такой системы осуществляется путем нагрева верхней обвязки и приварки ее элементов к подкосам в нагретом состоянии. Расчет шпренгеля выполняется как пространственной статически определимой фермы на дополнительные нагрузки, которые действуют на капитель перекрытия.

### 10.10. Усиление хранилищ для сыпучих материалов

В зависимости от конструктивной формы железобетонных хранилищ их усиление осуществляют с внешней или внутренней стороны. С внешней стороны хранилища усиливают металлическими или железобетонными бандажами и обоймами (рис. 10.63), с внутренней —

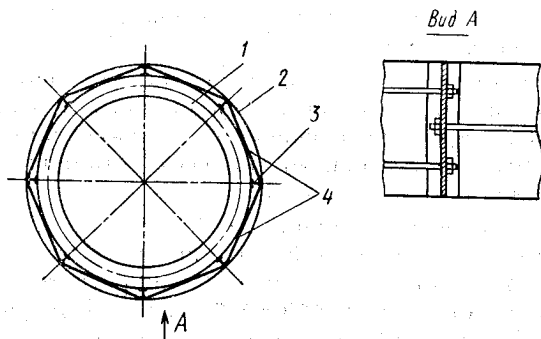


Рис. 10.63. Усиление хранилищ преднапряженной обоймой:

1 — усиливаемое хранилище; 2 — предварительно напряженная обойма; 3 — прокатные профили; 4 — напрягаемая арматура

местными железобетонными обоймами, а также устройством металлической или железобетонной гильзы.

Внешние металлические бандажи устанавливают сверху вниз, их сечение и шаг должны обеспечить восприятие дополнительных нагрузок на стены хранилища. Возможна установка бандажей с зазором между стенами и без зазора.

Без зазора выполняют бандаж из гибких стальных лент, обеспечивая их плотное прилегание к стенке. В месте стыковки бандаж снабжаются стяжными болтами, которыми обеспечивается предварительное напряжение бандажей и включение их в совместную работу с усиленной конструкцией.

Если внешняя поверхность стен хранилища имеет выступы, металлические бандаж располагают с соответствующим зазором, который затем плотно зачеканивается жестким цементно-песчаным раствором. Эффективным способом усиления стен хранилищ является устройство внешних железобетонных обойм с односторонним армированием. Обоймы могут устраиваться по всей высоте хранилища или на отдельных его участках. Возможно также устройство предварительно напряженных железобетонных обойм, которые выполняются в такой последовательности: по периметру стены с определенным шагом устанавливают швеллеры и двутавры с отверстиями, через которые пропускают прямые стержни с резьбой на концах; после натяжения арматуры производят обетонирование обоймы бетоном классов В15... В25 на мелком щебне.

Отдельные участки емкостей по высоте усиливаются железобетонными обоймами с односторонним армированием. В этом случае обеспечивается совместная работа усиливаемых стен и обоймы на всех стадиях работы конструкции.

Если устройство внешних обойм технологически неприемлемо, стены емкостей усиливают наращиванием с внутренней стороны с помощью торкретбетона. Перед нанесением торкретбетона внутри емкости устанавливают арматурный каркас, который крепится на сварке в отдельных точках к предварительно обнаженной арматуре усиливаемых стен. При таком способе дополнительную арматуру усиления и толщину внутренней бетонной гильзы принимают с таким расчетом, чтобы полностью воспринять нагрузку от сыпучего материала.

Внутренние железобетонные гильзы могут выполняться как по всей высоте емкости, так и на отдельных участках.

При частичном усилении стен применяют также металлические внутренние гильзы из листовой стали. Устойчивость такой гильзы обеспечивается путем крепе-

ния с помощью сквозных болтов к стенкам емкости как по периметру, так и по высоте.

В отдельных случаях рекомендуется усиление стен емкостей с изменением их статической схемы. В прямоугольных в плане емкостях устраивают внутренние железобетонные перегородки, которые уменьшают пролеты стен или снижают горизонтальные нагрузки от сыпучего материала. Аналогичных целей можно добиться устройством внутренних горизонтальных тяжей или плоских диафрагм на отдельных (наиболее нагруженных) участках по высоте стен емкостей. Чтобы не препятствовать выгрузке материала из емкости, диафрагмы не должны доходить до дна хранилища.

При сильном разрушении стен (цилиндрических) хранилищ рекомендуется усиление в виде замкнутого металлического листового экрана, подвешенного к стенам емкости. Между экраном и стенкой устраивают зазор 100...150 мм, в результате внутренний экран воспринимает горизонтальные нагрузки, а усиливаемые стены — только вертикальную нагрузку от массы экрана и трения сыпучего материала. Если несущая способность стен недостаточна для восприятия вертикальных нагрузок, экран закрепляют к вертикальному металлическому каркасу, расположенному между ним и стенкой.

Крепление металлических воронок к стенам цилиндрических емкостей для сыпучих материалов усиливается путем частичной разгрузки воронки и передачи нагрузки непосредственно на фундаменты.

Конструктивно усиление крепления воронки с железобетонными стенами силосов выполняется путем подведения под воронку кольцевой опорной металлической балки, которая опирается на наклонные металлические стойки, а также устройством кольцевой монолитной железобетонной балки, опирающейся на дополнительные железобетонные колонны и фундаменты.

Конструкции подсилосной части емкостей (колонны, балки и стыки их сопряжений) усиливают с помощью обойм, наращивания сечений, шпренгельными системами, а также другими способами, аналогичными усилению соответствующих конструкций промышленных и гражданских зданий.

Прямоугольные емкости, усиленные наращиванием, внутренними «гильзами» или наружными железобетонными «рубашками», рассчитывают в зависимости от эф-

фактивности мероприятий по обеспечению совместной работы «старого» и «нового» бетона. При отсутствии специальных мероприятий расчет на изгиб осуществляется при учете суммы жесткости «старого» и «нового» бетона, а при выполнении мероприятий по обеспечению совместной работы расчет ведется как для общего сечения.

Расчет прямоугольных или круглых емкостей, усиленных наращиванием, на вертикальные сжимающие нагрузки осуществляется как для цельного сечения при условии обеспечения длины зоны передачи сдвига с усиливаемой конструкции на элементы усиления, и наоборот.

При усилении прямоугольных в плане емкостей тяжами, диафрагмами или перегородками их учитывают как несмещаемые опоры. При этом горизонтальную нагрузку на стены емкостей от сыпучего материала определяют в соответствии с нормативными требованиями и с учетом фактического (после усиления) гидравлического радиуса сечения емкости. Вертикальную нагрузку сверху и снизу диафрагм определяют согласно соотношению геометрических размеров емкостей (силосных или бункерных).

При усилении емкостей экранами, подвешенными с зазором к стене, стены работают только на вертикальную нагрузку. Если экраны опираются на отдельные колонны, существующие стены полностью разгружаются от полезной нагрузки, а колонны передают вертикальную нагрузку на обвязочную балку или плиту подсилосного этажа.

При усилении круглых в плане силосов обоями или бандажами последние рассчитывают только на ту часть полезной нагрузки, которая не воспринимается существующей конструкцией. Аналогичным образом выполняют расчет усиления стен силосов внутренними гильзами или наружными «рубашками». Усилие на конструкцию усиления определяют по формуле

$$F_2 = F - F_1, \quad (10.78)$$

где  $F$  — полная расчетная нагрузка;  $F_1$  — часть нагрузки, воспринимаемая существующей конструкцией.

## 10.11. Защита от коррозии

При реконструкции предприятий часто возникает необходимость в защите арматуры существующих железобетонных конструкций от коррозионных процессов, которые развиваются в результате неблагоприятных условий эксплуатации или вследствие дефектов, допущенных при изготовлении конструкций. Наиболее эффективным способом защиты арматуры является торкретбетон. Дефектные участки конструкции очищаются от поврежденного защитного слоя с помощью зубила и молотка или отбойных молотков (при значительной площади повреждения), затем арматуру полностью или частично оголяют и очищают от ржавчины с помощью металлических щеток или пескоструйных аппаратов. К оголенной арматуре прикрепляют сетку из проволоки диаметром 2...3 мм с ячейками размером 50×50 мм, поврежденные участки промывают из брандспойта под давлением и производят их торкретирование по влажной, но не мокрой поверхности.

При недостаточном защитном слое бетона защиту арматуры от коррозии выполняют изоляцией перхлорвиниловыми (поливинилхлоридными) материалами в виде лаков и эмалей, которые должны наноситься на выровненную поверхность бетона. Выравнивание поверхности осуществляют торкретбетоном, причем толщина слоя бетона зависит от фактической толщины защитного слоя бетона и принимается не менее 10 мм. Торкретирование выполняют по проволочной сетке, прихваченной в отдельных точках к арматуре каркаса. Перед нанесением торкретбетона поверхность бетона должна быть тщательно очищена от грязи и пыли и промыта водой под давлением. Для улучшения сцепления «нового» и «старого» бетона поверхность должна быть влажной, поэтому промывку следует производить за 1...1,5 ч до торкретирования.

Если после нанесения слоя торкрет-бетона толщина защитного слоя соответствует нормативной, защита лакокрасочным покрытием не требуется. Перхлорвиниловую изоляцию выполняют краскораспылителем слоями толщиной 0,015...0,02 мм на слой грунта такой же толщины, нанесенный на высушенный и затвердевший слой торкрет-бетона. Количество слоев изоляции назначают в пределах от двух до четырех в зависимости от толщи-

ны защитного слоя бетона. Вязкость перхлорвинила принимают в пределах 0,018...0,022 с по вискозиметру ВЗ-4. Сушка изоляции длится 2...3 ч.

## ГЛАВА 11

### УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 11.1. Методы усиления металлических конструкций

При недостаточной несущей способности отдельных элементов, конструкций или зданий и сооружений производится их усиление, при этом, так же как и при конструкциях из других материалов, необходимо предусмотреть минимальные потери из-за остановок технологического цикла.

Элементы сварных конструкций, испытывающие 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.

В связи с некоторой потерей прочности элементов при сварке, а также перераспределением напряжений как по сечению элемента, так и между элементами усиление под нагрузкой производят при напряжениях, не превышающих  $0,8R_y$ , где  $R_y$  — расчетное сопротивление для стали, из которой изготовлен элемент.

#### Усиление сжатых стоек

Эффективным средством усиления сжатых стальных стержней является применение предварительно напряженных телескопических труб и элементов из других жестких профилей.



Сущность способа (рис. 11.1) заключается в том, что разгружающая предварительно напряженная стойка состоит из двух труб требуемого диаметра, причем внутренняя труба сжата, а наружная растянута. Достигается это следующим образом: наружную трубу устанавливают в горизонтальное положение, с одного торца трубы приваривают фланец с центральным отверстием диаметром 30...40 мм, с другого торца на расстоянии 2...3 м

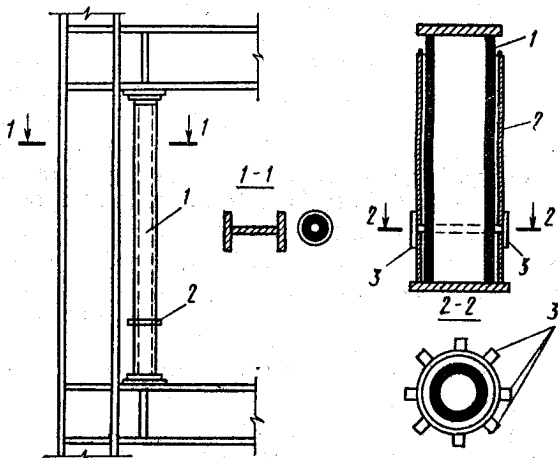


Рис. 11.1. Усиление предварительно напряженной стойкой:

1 — предварительно напряженная стойка; 2 — сварной шов;  
3 — накладки

строго по оси наружной трубы устанавливают внутреннюю трубу чуть меньшего диаметра, чтобы она могла с небольшим зазором входить в наружную. Затем газовыми горелками производят нагрев наружной трубы до расчетного удлинения, вводят в нее внутреннюю трубу и обваривают по всему периметру свободного торца. Сокращаясь при остывании, наружная труба обжимает внутреннюю. В таком виде предварительно напряженный элемент устанавливают рядом с усиливаемой стойкой и плотно подклинивают под разгружаемую конструкцию. Затем двумя газовыми горелками наружную трубу разрезают в нижней части по окружности, освобождая таким образом усилие предварительного напря-

жения во внутренней трубе. Удлиняясь, она разгружает рядом стоящую стойку. После этого наружная труба в сечении разрезки заваривается и в состоянии воспринять часть добавочной нагрузки на колонну (стойку) после усиления. Этот способ может применяться также при усилении внецентренно сжатых элементов.

Эффективным способом увеличения жесткости каркасов промышленных зданий является устройство предварительно напряженных тяжей и оттяжек. Однако оттяжки требуют массивных анкерных устройств, увеличения площади застройки, а также они увеличивают сжимающие усилия в колоннах. Более эффективны тяжи, которые крепятся к соседним устойчивым зданиям. Натяжение таких затяжек осуществляют механическим, электротермическим или комбинированным способом, а контроль эффективности усиления — по уменьшению смещений верхних узлов каркаса при горизонтальных нагрузках.

Повышения жесткости продольных и поперечных рам возможно добиться установкой крестовых диагональных жестких связей, а когда это невозможно, — жестких распорок (ригелей) в сочетании с диагональными раскосами.

Эффективный способ увеличения прочности и жесткости металлических ригелей — подведение под них прокатных или сварных балок с приваркой под нагрузкой в нагретом состоянии. При ограниченных габаритах помещений усиливающую балку устанавливают сверху, вскрывают пол и приваривают ее к верхней полке усиливаемого ригеля в предварительно напряженном состоянии. Усиливающие балки в первом и во втором случаях заводят и жестко закрепляют в узлах рамы.

Повышения несущей способности стропильных балок и ригелей перекрытия возможно добиться устройством сплошного железобетонного настила, жестко связанного с верхним поясом балки. В этом случае жесткость ригеля существенно повышается, и его можно рассматривать как тавровую железобетонную балку с жесткой арматурой.

Наиболее часто требуют усиления сжатые стальные элементы. Традиционным способом их усиления является увеличение сечения приваркой полос, уголков и других элементов без предварительного напряжения. Однако такой способ усиления обладает существенным недо-

статком: элементы усиления поздно включаются в работу, приварка этих элементов вызывает в сжатых стойках дополнительные деформации, что снижает эффективность усиления. Поэтому традиционные способы усиления применяют, если временная нагрузка на стойки составляет не менее 40 % от постоянной и во время выполнения работ по усилению она отсутствует.

Усиление стальных стоек ненапряженными элементами осуществляют увеличением их сечения и уменьше-

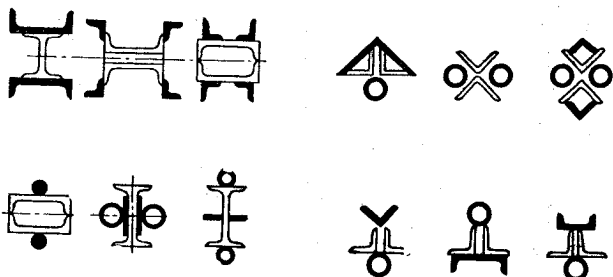


Рис. 11.2. Схемы усиления стоек ненапряженными элементами

нием их свободной длины, при этом следует стремиться к максимальному увеличению радиусов инерции сечения (рис. 11.2). При выполнении усиления нагрузка на стойке не должна превышать 50...60 % расчетной.

При небольшой гибкости усиливаемого элемента необходимо уменьшать эксцентриситет от смещения, а при гибкости  $\lambda > 80$  — увеличивать его устойчивость.

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.

### Усиление балок

Усиление металлических балок осуществляют увеличением сечения, при этом необходимо выполнить их разгрузку не менее чем на 60 % или установить временные

дополнительные опоры. При проектировании усиления необходимо придерживаться следующих технологических правил: объем сварки должен быть минимальным, сварные швы следует располагать в удобных доступных местах, необходимо избегать потолочной сварки, сначала надо усиливать нижний пояс, а затем верхний, что исключает прогиб балки в момент усиления.

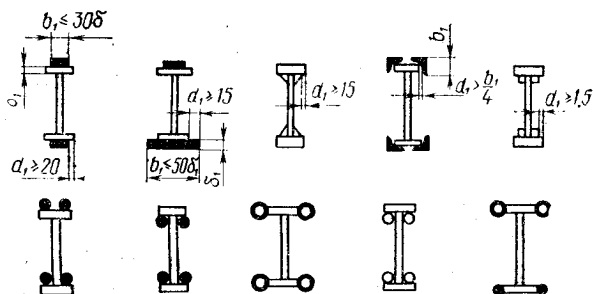


Рис 11.3. Схемы усиления балок симметричными накладками

Наиболее простой способ усиления — симметричными накладками (рис. 11.3), однако при этом возникает необходимость в большом объеме потолочной сварки. При большой ширине нижней наклейки можно избежать потолочных швов, однако ширина ее не должна превышать  $50\delta$ , в противном случае возникает значительная концентрация напряжений по кромкам балки.

Проверку прочности и устойчивости усиленной балки производят как для цельного сечения, так как критические усилия не зависят от величины напряжений, существовавших до усиления.

Для повышения местной устойчивости локальных участков стенки балки устанавливают на этих участках короткие ребра жесткости, окаймляя их продольными ребрами (рис. 11.4).

Эффективным способом усиления сплошных балок являются натяжные устройства, которые обеспечивают стабильную величину предварительного напряжения, не зависящую от податливости анкеров и вытяжки затяжек. Такие способы позволяют регулировать усилие

предварительного напряжения в нижнем поясе балки. Один из вариантов усиления представлен на рис. 11.5. Распорные элементы выполняют в виде секторов с гнездами, образующих с осью разрезные шарниры, расположенные между скошенными торцами распираемых ба-

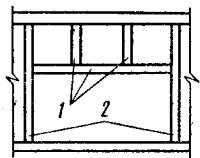


Рис. 11.4. Местное усиление балок:

1, 2 — ребра жесткости

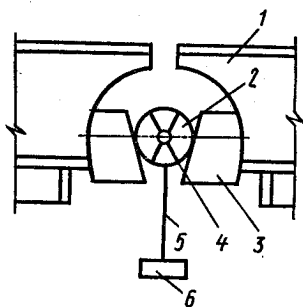


Рис. 11.5. Схема распорного устройства:

1 — усиливаемая балка; 2 — шарнир; 3 — упоры; 4 — сектор; 5 — трос; 6 — груз

лок, натяжное устройство требуемой массы располагают внутри колонны. Этот способ наиболее эффективен при усилении подкрановых балок, так как требует минимальных трудовых и материальных затрат.

### Усиление ферм

Усиление стальных ферм осуществляют подведением новых конструкций, введением дополнительных элементов решетки, изменением схемы конструкции и увеличением сечений отдельных элементов. Выбор того или иного способа усиления зависит от причин, вызвавших усиление стропильных конструкций.

Подведение новых конструкций осуществляют в том случае, если другие способы усиления не дают требуемого эффекта и если по условиям производства допустима установка дополнительных промежуточных стоек.

Дополнительные элементы решетки вводятся для уменьшения гибкости стержней в плоскости фермы, для усиления верхнего пояса фермы на местный изгиб, а также для увеличения жесткости и несущей способности фермы в целом. Усиление нижнего пояса осуществ-

вляют, как правило, увеличением его сечения. Верхний пояс усиливают шпренгельной решеткой. Дополнительную перекрестную решетку устанавливают для повышения несущей способности и жесткости фермы в целом. В этом случае ферма превращается в статически неопределимую систему и возникает опасность перераспределения усилий в элементах решетки (растянутые элементы испытывают сжимающие усилия, и наоборот). Поэтому иногда возникает необходимость дополнительного усиления отдельных элементов решетки.

Наиболее распространенный характер повреждений стропильных ферм — погнутость стержней решетки, которая достигает 50...70 мм. В этом случае увеличивают сечение решетки или устанавливают предварительно напряженные элементы, снижающие искривления элементов решетки.

Существенного увеличения несущей способности фермы можно добиться установкой третьего пояса (шпренгельной системы) в пределах высоты фермы или (если допускает высота помещения) путем его закрепления в нижних опорных узлах. Такое усиление не требует дополнительных опор и может выполняться из высокопрочных канатов (пучков), обеспечивая минимальную материалоемкость усиления. Стойки шпренгельной системы выполняют из жестких профилей. Разгрузку существующей фермы осуществляют предварительным напряжением третьего пояса, поэтому его сечение должно быть достаточным для восприятия максимальных напряжений при полной нагрузке фермы. Усилия в различных элементах конструкции суммируются из усилий, возникающих при предварительном напряжении третьего пояса, а также усилий, в статически неопределимой усиленной конструкции от всех нагрузок, приложенных после усиления.

Одним из способов усиления ферм является надстройка висячих (вантовых) систем, к которым подвешивается усиливаемая конструкция. Этот способ особенно эффективен, если ванты можно подвешивать к рядом стоящим более высоким и устойчивым сооружениям.

Усиления ферм можно добиться включением в их работу светоаэрационных фонарей. Наиболее эффективен этот метод при расположении фонарей не по середине пролета, а над колоннами в двух- и многопролетных цехах.

Как уже отмечалось, усиления верхнего пояса ферм можно добиться за счет включения в его работу железобетонных плит покрытия.

### Усиление соединений

При недостаточной прочности сварных швов их усиливают 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. При усилении швов напряжения в усиливаемом элементе не должны превышать  $0,8R_y$ , где  $R_y$  — расчетное сопротивление стали. Усиление должны производить высококвалифицированные сварщики не ниже 5-го разряда.

Усиление заклепочных соединений осуществляют высокопрочными болтами с предварительным напряжением. Болты устанавливают от середины узла к краям с помощью тарировочных ключей для измерения крутящих моментов. 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.

### 11.2. Расчет усиливаемых металлических элементов

При усилении сжатых элементов увеличением их сечения (см. рис. 11.2) (без предварительного напряжения) расчет осуществляют по следующей схеме.

1. Определяют начальный прогиб усиливаемого стержня в плоскости действия момента:

$$f^{oc} = (N_n e_{nx}^{oc}) / (N_{эx}^{oc} - N_n), \quad (11.1)$$

где  $e_{nx}^{oc} = M_n / P_n$  — случайный начальный эксцентриситет продольной силы относительно оси  $x$ , принимаемый

с соответствующим знаком ( $P_n$  и  $M_n$  — расчетные значения начальной продольной силы и момента);  $P_{\text{эx}}^{\text{oc}} = n^2 EJ_x^{\text{oc}} / l_x^2$  — эйлерова сила для основного стержня ( $J_x^{\text{oc}}$  — момент инерции;  $l_x$  — расчетная длина основного стержня).

При усилении центрально сжатого элемента начальный эксцентриситет равен

$$e_n^{\text{oc}} = m_n^{\text{oc}} \frac{W^{\text{oc}}}{F^{\text{oc}}} = m_n^{\text{oc}} \rho^{\text{oc}}, \quad (11.2)$$

где  $m_n^{\text{oc}}$  — случайный начальный относительный эксцентриситет, определяемый по графику (рис. 11.6);  $W^{\text{oc}}$  и  $\rho^{\text{oc}}$  — момент сопротивления и ядровое расстояние для крайних волокон усиливаемого элемента.

2. При заданной внешней нагрузке определяют возможность усиления основного стержня:

$$\sigma_{1,2}^{\text{oc}} = \frac{P_n}{F_{\text{нт}}^{\text{oc}}} + \frac{P_n (e_{\text{нx}}^{\text{oc}} + f_{\text{нx}}^{\text{oc}})}{J_{\text{хнт}}^{\text{oc}}} y^{\text{oc}} \leq m_c R^{\text{oc}} k, \quad (11.3)$$

где  $F_{\text{нт}}^{\text{oc}}$ ,  $J_{\text{хнт}}^{\text{oc}}$  — характеристики усиливаемого элемента;  $y^{\text{oc}}$  — ординаты наиболее удаленных волокон сечения относительно оси  $x^{\text{oc}}$ ;  $m_c$  — коэффициент условий работы;  $R^{\text{oc}}$  — расчетное сопротивление материала основного стержня;  $k=0,6$  — коэффициент ограничения напряжений при усилении ненапряженными элементами с применением сварки.

Для центрально сжатых элементов проверка производится в плоскости максимальной гибкости, для внецентренно сжатых — в плоскости действия момента. Если хотя бы одно из условий не выполняется, необходима полная разгрузка элемента.

3. Определяют прогиб усиленного элемента:

при присоединении элементов усиления к плоским поверхностям

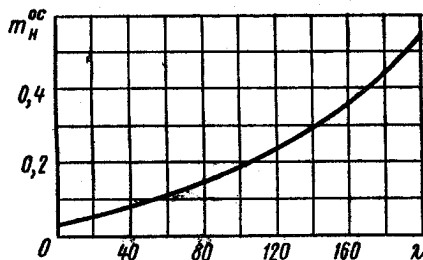


Рис. 11.6. График зависимости случайного начального эксцентриситета от гибкости



$$f_H = f_H^{oc}; \quad (11.4)$$

при присоединении к вогнутой и выпуклой поверхности

$$f_H = f_H^{oc} \left( 1 - \frac{\Sigma J^{yc}}{\Sigma J^{yc} + J^{oc}} \frac{N_0}{N_0 - N_H} \right), \quad (11.5)$$

где  $\Sigma J^{yc}$  — сумма моментов инерции элементов усиления относительно их собственных осей, параллельных оси  $x$ ;  $J^{yc}$  — момент инерции усиленного стержня;  $N_0 = n^2 EJ/l^2$  — эйлерова сила усиленного стержня.

4. Выполняют расчет прикрепления элементов усиления.

Расчет швов на сдвигающие усилия

$$T = \frac{Q_{max} S_x^{yc}}{J_x} a_\omega, \quad (11.6)$$

где  $Q_{max}$  — максимальная поперечная сила;  $S_x^{yc}$  — статистический момент элемента усиления относительно оси  $x$ ;  $a_\omega$  — шаг шпоночного шва.

Минимальная длина прерывистых швов

$$l_\omega^{yc} = \frac{\alpha T}{\beta K_f \gamma_\omega \gamma_c R_\omega} + 1 \text{ см}, \quad (11.7)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий распределение усилий между швами элемента усиления;  $\beta$ ,  $K_f$ ,  $\gamma_\omega$ ,  $\gamma_c$  — коэффициенты, определяемые по СНиП II-23—81 (п. 11.2);  $R_\omega$  — расчетное сопротивление углового сварного шва.

Минимальная длина концевых швов

$$l_\omega^k = \frac{\alpha (T + N_p^{yc})}{\beta K_f \gamma_\omega \gamma_c R_\omega} + 1, \quad (11.8)$$

где  $N_p^{yc} = (N - N_H) (A_p^{yc}/A)$  ( $N_H$  — расчетное усилие в стержне после усиления;  $A_p^{yc}$  и  $A$  — соответственно площади элемента усиления и всего усиленного элемента).

Минимальная толщина сплошных сварных швов

$$K_f = \frac{\alpha Q_{max} S_x^{yc}}{\beta J_x R_\omega \gamma_\omega \gamma_c}. \quad (11.9)$$

5. Определяют остаточный сварочный прогиб

$$f_{св} = \frac{N_0^{oc}}{N_0^{oc} - N_H} \alpha \frac{v_x}{A} \frac{\lambda^2}{8} \Sigma n_i y_i, \quad (11.10)$$

где  $\lambda = l_{ef}/r$  — гибкость усиленного стержня в плоскости изгиба ( $l_{ef}$  — расчетная длина;  $r$  — радиус инерции);  $v_x \approx 0,04 K_f^2$  — объемное укорочение при сварке ( $K_f$  — катет шва, см);  $n_i = 1 - u \cdot \ln(1 - \xi_i) / \ln 2$ ;  $\xi_i = \sigma_i^{oc} / R_y^{oc}$ ;

$\sigma_i^{oc} = \frac{N_H}{A^{oc}} \pm \frac{N_H (f_H^{oc} + f_H)}{J_{oc}} y_i$  ( $y_i$  — расстояние от центральной оси основного сечения до места наложения  $i$ -го шва;  $u = 0,5$  при односторонних швах в сжатой зоне сечения,  $u = 1,5$  — то же, в растянутой зоне;  $u = 1$  — при двусторонних швах).

6. Определяют расчетные эксцентриситеты в плоскости действия моментов:

$$e_{экр} = e + f_H + f_{св}. \quad (11.11)$$

7. Проверяют устойчивость усиленного элемента в плоскости действия момента

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq \gamma_c R_y, \quad (11.12)$$

где  $\varphi_e$  принимается по СНиП II-23—81\* в зависимости от условной гибкости  $\lambda$  усиленного элемента и приведенного эксцентриситета  $m_{ef}$ ;  $\gamma_c$  — коэффициент условия работы.

8. Проверяют устойчивость усиленного элемента в процессе сварки.

Площадь сечения элементов усиления центрально сжатых элементов определяют по формуле

$$A^{yc} = (N - \varphi^{oc} R_y^{oc} A^{oc}) / (R_y \varphi^{yc}), \quad (11.13)$$

где  $N$  — усилие в стойке в момент усиления;  $\varphi^{oc}$  и  $\varphi^{yc}$  — коэффициенты продольного изгиба старого и нового элементов.

При усилении сжатых элементов телескопическими предварительно напряженными трубами условие устойчивости внутренней сжатой трубы имеет вид

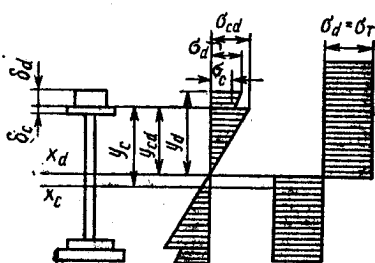
$$N \leq R_y A_b \varphi_*, \quad (11.14)$$

где  $A_b$  — площадь сечения трубы;  $\varphi_* = 1 / [1 + (K_0 + K_1) \times \times e r_i^2 / l]$ ;  $e$  — наружный радиус трубы;  $l$  и  $r_i$  — ее длина и радиус инерции;  $K_0 = f_0 / l$ ;  $K_1$  — определяется из выражения  $\lambda^2 = K_1^2 + 2n(1 - N/N_{кр})K_1 - 2n(N/N_{кр})K_0 = 0$  ( $n = A_b / A_n$ ;  $A_n$  — площадь растянутой трубы).

Несущую способность усиленной балки (рис. 11.7)

проверяют с учетом пластических деформаций. Напряжения в крайних волокнах усиленного сечения

$$\sigma_g = [(M + \Delta M) y_g] / J_x \leq \gamma_c R_y^{oc}. \quad (11.15)$$



Требуемая площадь усиливающей детали

$$A_{yc} =$$

$$\frac{(M + \Delta M) y_g - \gamma_c R_y^{oc} J_x^{oc}}{2 \gamma_c R_y (\gamma_{об} \pm \delta g / 2)^2}. \quad (11.16)$$

Рис. 11.7. Расчетная схема усиления балки

При этом должна обеспечиваться общая устойчивость балки или соблюдаться условие

$$(M + \Delta M) / (\varphi^{yc} W_x) \leq \gamma_c R_y.$$

Касательные напряжения в зоне максимального момента не должны превышать  $0,3R_s$ .

Расчет дополнительных сварных швов при усилении швов производят из условия

$$N \leq A_{\omega} \gamma_c R_{\omega y} + K A_{\omega}^{yc} (R_{\omega y} - 0,5 \tau^{oc}), \quad (11.17)$$

где  $A_{\omega}$  — площадь сварных швов до усиления;  $R_{\omega y}$  — расчетное сопротивление швов на срез;  $K$  — коэффициент распределения напряжений;  $A_{\omega}^{yc}$  — сечение усиливающих швов;  $\tau^{oc}$  — расчетное срезающее напряжение в швах до усиления.

### 11.3. Принципы усиления деревянных конструкций

Деревянные конструкции широко применялись в старых жилых, общественных и реже в промышленных зданиях с нормальным температурно-влажностным режимом. Основная область применения конструкций из дерева — покрытия с наружным отводом атмосферных вод и междуэтажные перекрытия. Многолетний опыт их эксплуатации показал, что при отсутствии увлажнения, проветривания, систематической защите от гниения деревянные конструкции обеспечивают длительный (несколько десятков лет) срок безопасной работы.

Для конструкций из дерева применяют преимущест-

венно хвойные породы, а для ответственных деталей соединений (шпонок, нагелей, вкладышей) — твердые лиственные породы.

Частичный или полный ремонт деревянных конструкций чаще всего связан с некачественной их защитой от непосредственного увлажнения атмосферными или техногенными водами, плохой термо- и пароизоляцией, отсутствием систематической просушки древесины, неудовлетворительной защитой от гниения и энтомологических разрушителей.

Гниение древесины происходит при влажности более 25 %, температуре от  $-3$  до  $+35...70$  °С, застойном воздухе и заражении ее грибами. В сухой древесине с влажностью до 12 % и в древесине, находящейся в воздушно-сухом состоянии (15...18 %), домовые грибки не развиваются. Деревянные конструкции, расположенные в воде и на сквозняке, грибами также не разрушаются. В связи с этим для длительной безопасной эксплуатации деревянных конструкций необходимо создать вокруг них соответствующие температурно-влажностные условия. Если это невозможно по технологическим или другим соображениям, деревянные конструкции следует тщательно обработать ядохимикатами — антисептировать.

Антисептирование производят в весенний или летний период, так как в это время личинки жучков подходят к поверхности пораженной древесины и обеспечивается просушивание деревянных конструкций.

В качестве антисептиков используют водные растворы фтористого натрия и содового фтористого натрия (концентрация 3...4 %), кремнефтористого натрия (3...4 %), кремнефтористого аммония (5...10 %), хлористого цинка (5 %), пасты на основе битумных материалов, кузбасслаке и т. д.

Антисептики в виде водных растворов применяют для тех деревянных конструкций, которые защищены от увлажнения и вымывающего воздействия воды. Антисептические пасты используют для защиты деревянных конструкций, которые эксплуатируются в условиях повышенной влажности.

Деревянные элементы, подлежащие сплошной окраске (окна, двери, чистые полы), не антисептируются. При влажности окружающей среды до 25 %, отсутствии опасности увлажнения или обеспечении быстрого высы-

хания конструкций применяют нормальное (одноразовое) антисептирование, при более сложных условиях эксплуатации — повышенное (удвоенное).

Защита деревянных конструкций от возгорания осуществляется огнезащитными составами — антипиренами (борной кислотой, бурой, сульфатом аммония и т. д.). Для защиты наружных поверхностей применяют атмосферостойкие составы (ПХВ и парафин с пигментами, хлорлакойль, уайт-спирит, сурик и т. п.); при большой влажности (61...75 %) — влагостойкую краску ХЛ-СЖ, сланцевую смолу, железный сурик; при влажности менее 60 % — неблагостойкую хлоридную краску ХЛ-К, силикатную краску СК-Л, суперфосфатную обмазку и др.

В огнезащитные составы могут добавляться антисептики, которые не снижают огнезащитных свойств состава и позволяют осуществить комбинированную защиту деревянных конструкций от возгорания и гниения.

Отсутствие качественных продухов или их заделка жильцами дома ухудшает вентиляцию деревянных конструкций, приводит к интенсивному гниению прежде всего опорных частей несущих балок и черного пола. Из-за плохой термоизоляции концы балок с северной стороны здания промерзают и увлажняются конденсатом. Увлажнение конструкций перекрытий приводит к повышению деформативности балок, их гниению и снижению эксплуатационной надежности.

При поражении гнилью опорных частей отдельных балок перекрытий взамен обрезанного сгнившего конца устанавливаются две накладки из досок, сечение которых определяется расчетом и должно быть несколько больше, чем сечение существующей балки (рис. 11.8).

При большом объеме повреждений применяют прутковые протезы, которые изготавливают заранее в мастерских. Длину протезов принимают на 10 % больше двойной длины обрезанного конца балки. Опорные части выполняют из швеллеров (№ 20—30 — для балок междуэтажных перекрытий, № 12—16 — для чердачных перекрытий).

Для установки прутковых протезов под дефектные балки подводят временные опоры, разбирают деревянное перекрытие по ширине на 75 см снизу и на 1,5 м сверху от стены, спиливают поврежденный участок балки по длине примерно на 0,5 м, заводят протез в опор-

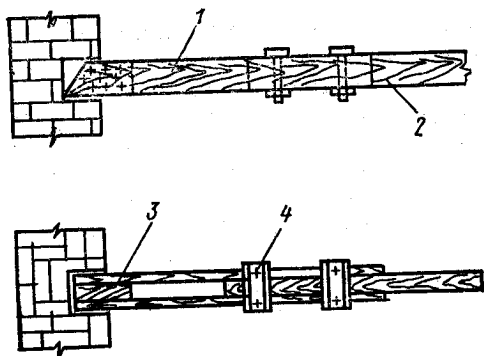


Рис. 11.8. Усиление опорной части балки перекрытия:

1 — накладки; 2 — усиливаемая балка; 3 — вкладыш; 4 — соединительные элементы

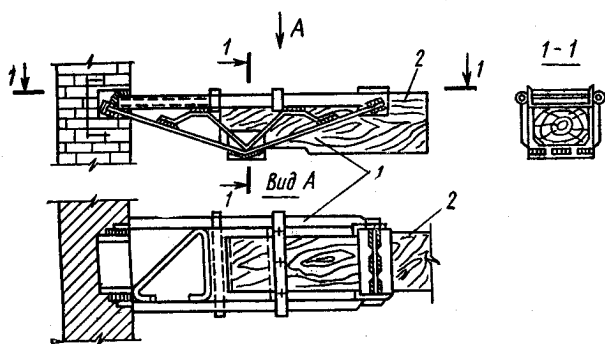


Рис. 11.9. Усиление балок перекрытия прутковыми протезами:

1 — прутковый протез; 2 — усиливаемая балка

ную нишу и скрепляют его с балкой гвоздями (рис. 11.9).

Пораженную грибок древесину необходимо немедленно сжечь; новую древесину должны применять в воздушно-сухом состоянии, а также обрабатывать огнезащитными составами и антисептиками.

При повышенных нагрузках на перекрытие в деревянных балках появляются продольные трещины в средней зоне. Аналогичные трещины могут возникнуть и при усушке древесины.

При незначительных дефектах деревянных перекрытий их ремонт осуществляют протезированием, наращиванием сечения балок, частичной заменой черного или чистого пола. Протезирование применяют при поражении гнилью или жучками небольших участков балок, оно заключается в аккуратном вырезании дефектного участка и установкой на гвоздях (болтах) новой древесины. Места усиления должны быть соответствующим образом антисептированы.

При усилении наращиванием сечение балки увеличивается накладками расчетного сечения по всей длине или на части пролета. Усиливаемые элементы крепят к существующей балке гвоздями или болтами.

При достаточной толщине перекрытия усиление деревянных балок может быть осуществлено с помощью надбалок или подбалок, которые крепят к усиливаемой балке с помощью вертикальных болтов. Усиленные концы балок междуэтажных перекрытий антисептируют и заделывают в стены наглухо, в чердачных перекрытиях балки оставляют открытыми сверху, утепляя их эффективным материалом.

Элементы усиления должны быть изолированы от каменной кладки (бетона) прокладкой из толя или рубероида.

При значительных дефектах деревянных балок рекомендуются преобразование их в шпренгельные фермы, в балки составного сечения или полная замена путем установки рядом с поврежденной балкой новой.

Ремонт деревянных покрытий, как правило, связан с расстройством узловых соединений (появлением трещин в местах концентрации напряжений), обнаружением продольных трещин в стропильных конструкциях из-за усушки древесины или перегрузки кровли, гниением деревянных конструкций из-за плохого проветривания, замачивания, некачественного антисептирования и т. п. Чаще всего гниению подвержены мауэрлат и участки стропильных ног, примыкающих к нему. При перегрузке кровли появляются также расслоения древесины в стропилах в местах крепления затяжки.

Реконструкция кровли требуется при замене более легкого кровельного покрытия (например, кровельного железа) на более тяжелое (асбестоцементные листы). В этом случае, как правило, необходимо увеличить уклон стропил и их сечение.

Усиление стропил при незначительных повреждениях гнилью осуществляют протезированием или наращиванием. При необходимости увеличения уклона устанавливают новые стропила, которые соединяют с существующими стойками и подкосами (рис. 11.10). При наличии

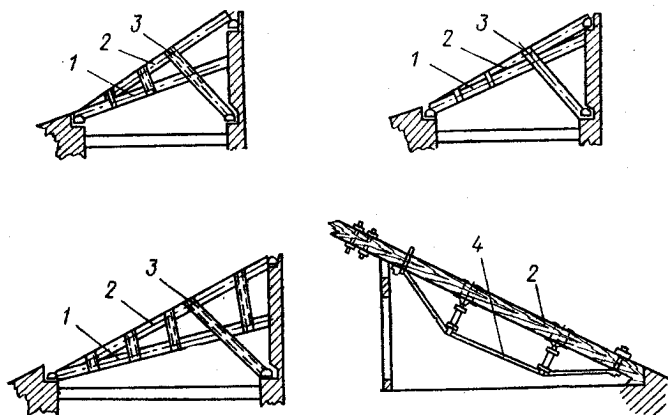


Рис. 11.10. Усиление деревянных стропил:

1 — усиливаемые стропила; 2 — новые стропила; 3 — подкос; 4 — шпренгель

средней стены увеличения несущей способности стропил можно добиться установкой дополнительных подкосов, а в случае ее отсутствия — второй по высоте затяжкой или шпренгелем.

Продольные трещины в стропилах стягивают металлическими хомутами на болтах.

Усиление деревянных стропильных ферм всех типов осуществляют различными способами с учетом характера обнаруженных дефектов:

при загнивании опорных концов ферм вырезают опасный участок, заменяя его протезами;

при недостаточной несущей способности стыка нижнего пояса (растянутого раскоса) устраивают дополнительные накладные или растянутые тяжи между узлами ферм;

при потере устойчивости верхнего пояса или сжатых элементов решетки устанавливают дополнительные связи или увеличивают сечения элементов, прикрепляя



к ним с помощью болтов или гвоздей дополнительные бруски или доски.

Усиление деревянных арок и рам зависит от вида конструкции и характера обнаруженных дефектов. Наиболее простым способом усиления гнутых арок из нескольких слоев досок, соединенных на гвоздях, является устройство обшивки из двух слоев досок, которые крепятся к вертикальным поверхностям арок также на гвоздях. Кружальные арки усиливают постановкой рядом со старой аркой новой из косяков и скреплением их гвоздями или болтами.

Гнутые арки можно усилить, превратив их в металлодеревянные фермы (рис. 11.11).

К распространенным дефектам в дощато-гвоздевых и клефанерных рамах является выпучивание их нижних поясов в карнизных узлах. После разгрузки рам нижние пояса выправляют и усиливают постановкой парных накладок или нашивкой фанерных диагональных фас-

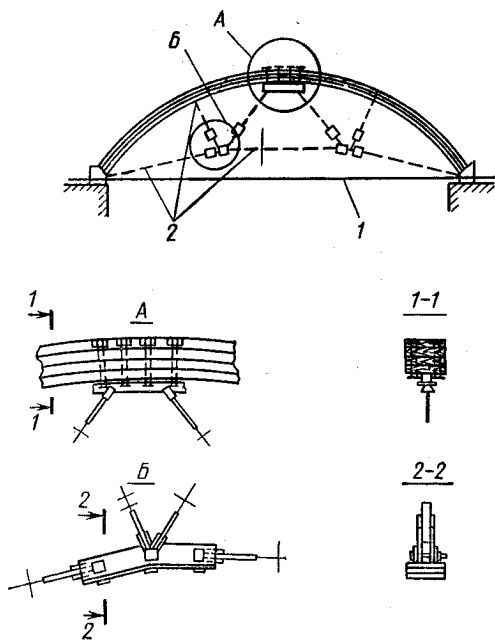


Рис. 11.11. Усиление гнутых арок:  
1 — затяжка; 2 — ферма усиления

нок. Усиленные сжатые пояса смежных рам должны быть раскреплены связями. Нижние растянутые пояса рам усиливают парными накладками или металлическими тяжами.

Тонкостенные пространственные деревянные своды-оболочки усиливают пришивкой по поверхности купола дополнительного кольцевого настила из реек или поставкой изнутри ребер жесткости. Ребра усиления должны упираться в нижнее растянутое кольцо из стали и в верхнее сжатое кольцо из деревянных кружальных косяков. Таким образом, тонкостенный купол-оболочка превращается в ребристый купол. Загнившую на небольших участках дощатую обшивку сводов заменяют новой.

## ГЛАВА 12

### НАДСТРОЙКА, ПЕРЕСТРОЙКА И ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ЗДАНИЙ

#### 12.1. Надстройка жилых и общественных зданий

Надстройка старых жилых и общественных зданий со стенами из каменных материалов высотой 2...5 этажей осуществляется в основном в крупных городах для обеспечения более высокой плотности застройки, улучшения внутренней планировки помещений и архитектурного ансамбля города. Наружное обследование фундаментов и стен многих старых зданий свидетельствует об определенном резерве их несущей способности, что создает принципиальную возможность увеличения их высоты без ущерба для эксплуатационной надежности. Принятию решения по надстройке должно предшествовать детальное обследование оснований, фундаментов, размеров и прочностных характеристик кладки стен.

Надстройка осуществляется, как правило, в пределах 1...3 этажей и сопровождается капитальным ремонтом существующего здания: заменой деревянных перекрытий на более долговечные железобетонные, перепланировкой помещений, заменой перегородок и т. п.

Наиболее экономична надстройка зданий с использованием существующих стен и фундаментов без их усиления. Ее осуществляют после тщательной технико-экономической, социальной и архитектурной оценки целесообразности проведения работ. Изучив гидрогеологиче-

ские условия грунтов основания, допускаемое давление под подошвой фундаментов и прочностные характеристики кладки наружных и внутренних стен, принимают конструктивное решение надстраиваемых этажей и их количество. Учитывая жесткие ограничения по дополнительной нагрузке на существующие стены и фундаменты, следует стремиться к максимальному снижению массы несущих и самонесущих конструкций надстраиваемых этажей.

Актуальной проблемой для нашей страны является модернизация малоэтажных крупнопанельных жилых домов первых массовых серий, построенных в конце 1950—1960 гг. Общая площадь этих зданий составляет свыше 500 млн. м<sup>2</sup>, их внешний облик и внутренняя планировка не отвечают возросшим эстетическим и социальным требованиям. Наряду с предложениями о постепенной (по мере решения жилищной проблемы) разборке первых индустриальных жилых домов и строительстве на их месте более современных жилых зданий разработаны более экономичные предложения по их реконструкции и надстройке. К наиболее перспективным из этих решений относятся:

надстройка над существующими зданиями 2...4 этажей, опирающихся на автономные опоры, в которых размещаются лифты, лестницы, санузлы, коммуникации, инженерное оборудование и т. п.;

пристройка эркеро-ризалитов.

Оба варианта предусматривают повышение комфортности жилых помещений, увеличение полезной площади жилых комнат, кухонь, подсобных помещений, а также улучшение архитектурного облика зданий.

## **12.2. Надстройка промышленных зданий**

Надстройка промышленных зданий старой постройки производится в связи с несоответствием их габаритных размеров новым условиям эксплуатации (невозможностью установки нового технологического оборудования, отсутствием подъемно-транспортных механизмов, плохой освещенностью, загазованностью и т. п.). Надстройка промышленных зданий — сложный и дорогостоящий процесс, который, как правило, осуществляется без остановки или с минимально допустимой остановкой основного производства. Поэтому принятию решения о

надстройке должен предшествовать тщательный технико-экономический анализ ее целесообразности.

Одним из наиболее удачных примеров надстройки промышленного предприятия без остановки производства является разработанное НИИЖБ Госстроя СССР новое покрытие над шестипролетным зданием московского завода «Компрессор». Старое одноэтажное каркасное здание главного корпуса завода имело высоту около 10 м, ширину 81 м, пролеты 13,5 м и не удовлетворяло требованиям новой технологии производства. По периметру корпуса было осуществлено наращивание колонн до высоты 16 м, по ним устроен опорный контур из металлической трубы большого диаметра, заполненной бетоном. К опорному контуру подвешено новое покрытие из металлической мембраны пролетом 80 м (рис. 12.1).

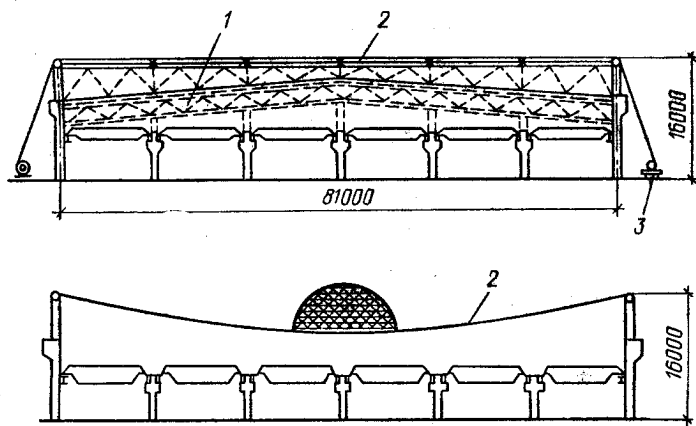


Рис. 12.1. Реконструкция главного корпуса завода «Компрессор»: 1 — существующее покрытие; 2 — мембрана; 3 — временный анкер

После устройства новой кровли существующее покрытие было поэлементно разобрано.

Харьковским ИСИ разработан проект реконструкции одноэтажного главного корпуса одного из московских заводов приборостроения. Главный корпус построен в 30-х годах и имеет размеры в плане около  $120 \times 220$  м. Основные несущие конструкции каркаса — Т-образные железобетонные колонны высотой около 4,5 м, на которые опираются трапециевидные металлические

фонари. Шаг колонн в продольном направлении — 7 м, расстояния между ними в поперечном сечении — 10 м. С трех сторон к главному корпусу примыкают многоэтажные производственные корпуса. Необходимость реконструкции главного корпуса вызвана его недостаточной высотой, отсутствием подъемно-транспортного оборудования, необходимостью увеличения пролетов.

Проект реконструкции предусматривал наращивание железобетонных колонн металлическими стойками высотой 4,5 м, по которым должны устанавливаться металлические продольные балки пролетом 7 м. По балкам надвигаются с одного торца блоки из спаренных облегченных металлических ферм с прогонами и настилом покрытия. В результате высота корпуса увеличивается на 4 м, к стропильным металлическим конструкциям подвешиваются кран-балки грузоподъемностью 3,2 т, которые используются как в последующем технологическом процессе, так и в демонтаже существующего покрытия после устройства новой кровли. Одновременно реконструкция позволила в 2 раза увеличить пролеты здания (рис. 12.2).

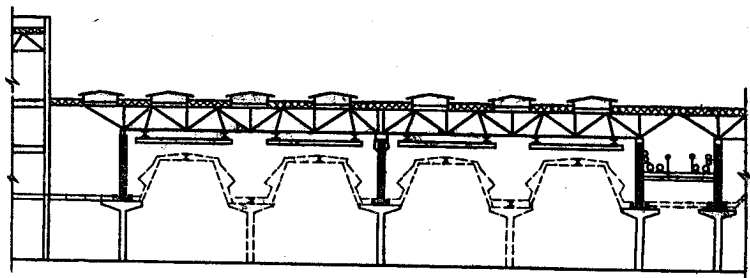


Рис. 12.2. Надстройка главного корпуса завода

Из приведенных примеров видно, что надстройка старых производственных зданий осуществляется, как правило, в пределах городской черты в том случае, когда перенос производства на новую площадку невозможен из-за плотности застройки городской территории и по социально-экономическим причинам. Осуществление надстройки производственных зданий сопряжено с необходимостью усиления основания, фундаментов, колонн и других несущих элементов. Для сведения к ми-

нимуму этих дорогостоящих и трудоемких работ необходимо применять облегченные несущие и ограждающие конструкции со сниженной материалоемкостью.

### **12.3. Использование конструкций облегченного типа**

Снижение массы надстраиваемых конструкций позволяет полностью отказаться или свести к минимуму работы по усилению существующих конструкций и оснований, упрощает строительно-монтажные работы и ограничивает грузоподъемность кранов.

При надстройке жилых зданий со стенами из каменной кладки в качестве стенового заполнения используют облегченные многослойные ручные кладки из конструктивных, облицовочных и теплоизоляционных слоев, соединенных жесткими или гибкими связями. Кладку выполняют из кирпича, керамических или бетонных камней, в которых для утепления стен применяют теплоизоляционные блоки или плиты, легкие бетоны или засыпки из минеральных материалов. Теплоизоляционный слой в зависимости от условий эксплуатации, климатических и других условий может находиться внутри кладки конструктивными слоями, а также у внутренней или наружной ее поверхности. Теплоизоляционные плиты устанавливают вплотную к поверхностям внутренней стенки и закрепляют стальными скобами, защищенными от коррозии. При этом должно быть обеспечено плотное примыкание плит друг к другу в горизонтальных и вертикальных стыках.

Эффективным материалом для надстройки стен являются легкобетонные блоки и блоки из ячеистого бетона с плотностью 600...700 кг/м<sup>3</sup>.

Для междуэтажных перекрытий надстраиваемых этажей целесообразно применять легкобетонные многопустотные плиты и плиты из ячеистого бетона. Перегородки выполняют каркасными с обшивкой из оргалита и других легких материалов.

При надстройке производственных зданий рекомендуется применять следующие облегченные конструкции:

1. Несущие конструкции покрытия — металлические фермы нормальной и пониженной высоты пролетом до 36 м со спаренными уголками; стальные фермы с поясами из широкополочных тавров с перекрестной решеткой

из одиночных уголков, фермы из круглых труб; стальные фермы из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения (типа «Молодечное»), решетчатые структуры из труб (типа «Кисловодск»), металлические мембранные конструкции, клееные, деревянные стропильные балки, легкобетонные пространственные плиты на пролет в комплексном исполнении с эффективным утеплителем и т. п.

2. Колонны — стальные из прокатных уголков, широкополочных тавров, двутавров и из круглых труб, а также железобетонные с жесткой арматурой.

3. Ограждающие конструкции покрытия — с металлическим, асбестоцементным или деревянным основанием.

Металлическое основание выполняют из стальных профилированных настилов, двух- или трехслойных панелей. Первые монтируют послойно (стальной настил, пароизоляция, теплоизоляция, гидроизоляция), трехслойные (типа «сэндвич») имеют ограниченное применение из-за сложности примыканий к возвышающимся над ними конструкциям, трудностей устройства кровли в коньке и т. п.; двухслойные панели (монопанели) более индустриальны, чем первые, и лишены недостатков вторых, поэтому им следует отдавать предпочтение при реконструкции.

Для вентилируемых покрытий применяют асбестоцементные плиты на каркасе из асбестоцементных экструзионных и гнутых швеллеров или на деревянном каркасе. Плиты укладывают на металлические прогоны, расположенные с шагом 3 м. Эффективны покрытия из экструзионных асбестоцементных плит пролетом 3 м с рулонной кровлей шириной 300 и 600 мм, которые также укладывают на прогоны, установленные с шагом 3 м. Плиты выполняют с эффективным утеплителем из полужестких минераловатных плит на синтетическом связующем, возможно также применение других легких утеплителей.

Малой массой обладают покрытия из деревянных плит пролетом 6 м в комплексном исполнении с несущими продольными ребрами из клееной древесины, объединенными в коробчатое сечение верхней и нижней обшивкой из водостойкой фанеры.

Утеплитель внутри коробчатого сечения — из мине-

раловатных плит с плотностью 100...125 кг/м<sup>3</sup> и теплопроводностью не выше 0,07 Вт/(м·°С).

4. Стеновое ограждение — металлическое или асбестоцементное. Металлические стены выполняют из стальных или алюминиевых трехслойных панелей с пенополиуретановым утеплителем. Стальные панели более дешевы и обладают более высокой огнестойкостью, чем алюминиевые, поэтому им следует отдавать предпочтение. Асбестоцементные стены выполняют каркасными ручной сборки и из экструзионных панелей машинного изготовления. Последние более индустриальны. Асбестоцементные стены дешевле, чем металлические, однако уступают им в капитальности. При выполнении стен из каменных материалов в производственных зданиях также следует отдавать предпочтение облегченным многослойным типам кладки с эффективным внутренним утеплителем, а также легкобетонным блокам и блокам из ячеистого бетона.

5. Перегородки — из асбестоцементных листов в стальной обвязке, гипсокартонные с деревянным или стальным каркасом, из асбестоцементных экструзионных панелей и т. п.

#### **12.4. Сопряжение пристраиваемых и существующих зданий**

Пристройки к существующим зданиям выполняют в случае необходимости расширения помещений, устройства зданий — вставок при реконструкции городской застройки и т. п. Пристройка может осуществляться с новой параллельной стеной и без нее. В первом случае пристраиваемое здание, как правило, выше существующего, во втором случае они имеют одинаковую высоту. При пристройке новых зданий возникает сложный комплекс вопросов по обеспечению деформационного шва между ними и существующим сооружением с целью исключения дополнительных деформаций последнего.

При симметричном фундаменте под старым зданием и совпадении подошвы нового и существующего фундаментов деформационный шов выполняют путем забивки деревянного шпунта по грани старого фундамента и устройстве вплотную к нему нового. Зазор между новой и существующей стеной принимают не менее 20 мм и тщательно герметизируют.



При небольшой ширине нового фундамента край стены пристройки выполняют за счет ступенчатого смещения кладки, при большой ширине нового или старого фундаментов — на консольных участках балок или плиты, вылет которых определяется размерами фундаментов. Аналогичное решение применяют при наличии новой стены, параллельной существующей.

При заглублении нового здания ниже существующего край фундамента под него располагают под углом не более  $30^\circ$  от края старого фундамента. Примыкание новых стен, как и в предыдущих случаях, выполняют на консольных балках (плитах), опирающихся на новые фундаменты.

Для исключения дополнительных просадок существующих зданий при отрыве котлованов под столбчатые и ленточные фундаменты рекомендуется применять вместо них свайные фундаменты из буронабивных или винтовых свай.

При невозможности устройства новых фундаментов рядом с существующими допускается располагать их на некотором расстоянии, а пространство между новым и существующим зданием заполнять с помощью балок-вставок, опирающихся на старые и новые несущие конструкции. В этом случае узлы опирания балок должны обеспечить устойчивость конструкций вставки к возможным неравномерным осадкам фундаментов существующего и пристраиваемого зданий.

### **12.5. Передвижка и подъем зданий**

Передвижка зданий, представляющих историческую архитектурную ценность, осуществляется при необходимости расширения проезжей части дорог и улучшении городской планировки. В нашей стране, в частности в Москве, накоплен опыт осуществления передвижки зданий массой до 20 тыс. т.

Передвижка зданий — сложный и трудоемкий процесс, требующий высокого инженерного искусства, осуществляется по следующей схеме:

отрываются фундаменты под несущие стены здания; под стены подводят систему металлических балок и с помощью домкратов передают на них нагрузку от массы здания;

по шпальной клетке и металлическим балкам пере-

мещают здание с помощью гидравлических домкратов на требуемое расстояние.

Скорость перемещения составляет 10...20 м/ч. При необходимости здание может быть не только передвинуто, но и развернуто на требуемый угол.

Подъем зданий выполняют в случае изменения вертикальной планировки городской застройки по аналогии с их передвижкой. После отрыва котлована и оголения фундаментов под стены подводят систему несущих балок, которые заменяют собой фундаменты во время подъема здания. Подъем производят гидравлическими домкратами на требуемую высоту и затем осуществляют наращивание фундаментов.

## ГЛАВА 13

### ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПЕРЕУСТРАИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

#### 13.1. Перепланировка и конструктивные решения по переустройству жилых зданий

Планировка большинства жилых зданий старой застройки характерна прежде всего многокомнатностью, отсутствием санитарно-технических помещений (ванных комнат), недостаточностью освещенности помещений и плохой инсоляцией, наличием проходных жилых комнат и кухонь и другими недостатками.

Перед проектировщиками реконструкции жилых зданий ставится задача по устранению этих недостатков.

В качестве примера реконструкции жилого дома старой застройки можно привести данные по осуществлению комплексного капитального ремонта с перепланировкой под МЖК (молодежный жилищный кооператив) здания по ул. Сумской, 68, в г. Харькове, выполненного по проекту Харьковского филиала института Укржилремпроект.

Здание дореволюционной постройки неправильной формы в плане (рис. 13.1), расположенное на одной из центральных улиц города, имело на всех пяти этажах квартиры коммунального типа с 14 жилыми комнатами для отдельных семей, общий коридор, кухню и туалет. Ванные комнаты отсутствовали.

Полная перепланировка (рис. 13.2) позволила разме-

стить на каждом этаже пять однокомнатных, три двухкомнатных и одну трехкомнатную изолированную квартиру со всеми удобствами. Учитывая принадлежность дома молодежному кооперативу, площади, наименее отвечающие требованиям жилых помещений, отведены под общие помещения.

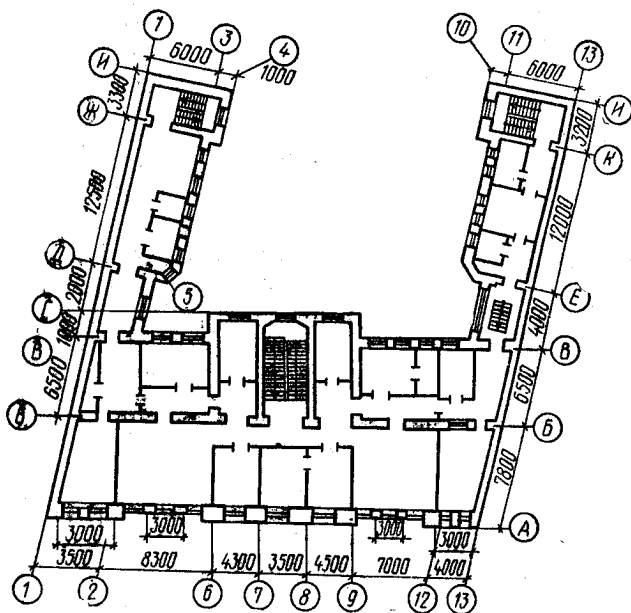


Рис. 13.1. План типового этажа реконструируемого жилого дома (г. Харьков)

Для улучшения освещенности и инсоляции жилых помещений прорублены в наружных кирпичных стенах дополнительные оконные проемы. Над оконными проемами установлены железобетонные перемычки, ряд проемов усилен металлическими обоями. Полностью заменены на железобетонные деревянные перекрытия и лестничные марши (рис. 13.3). Установлены сборные железобетонные санитарно-технические кабины.

В последнее время остро стоит вопрос о проведении ремонтно-реконструктивных работ (настают нормативные сроки капитального ремонта) в отношении жилых домов типовых серий первого периода крупнопанельного

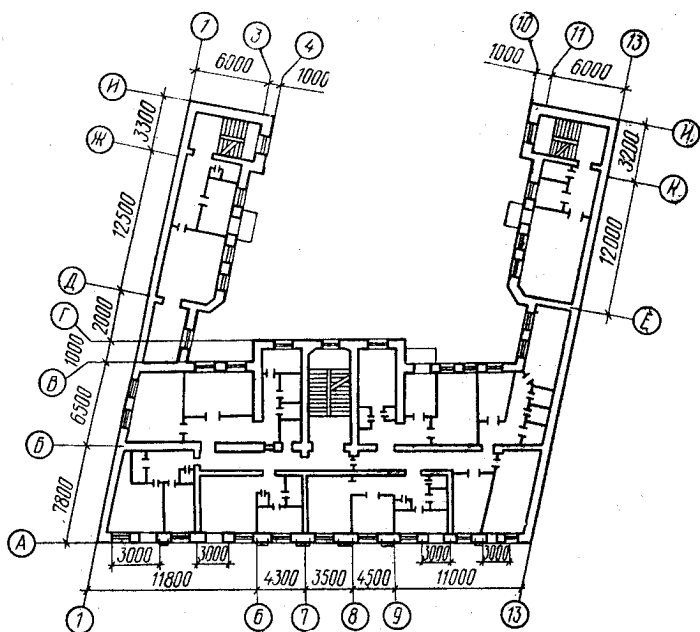


Рис. 13.2. План перепланировки типового этажа реконструируемого дома (г. Харьков)

домостроения, которых в конце 50-х годов в стране построено более 500 млн. м<sup>2</sup> общей площади. Эти дома практически всех серий имеют существенные архитектурно-планировочные конструктивные и инженерно-технические недостатки при малой этажности (5 этажей).

Проведение модернизации жилых домов первых массовых серий позволит внести существенный вклад в решение жилищной проблемы, с одной стороны, за счет увеличения жилой площади путем надстройки этажей, а с другой — за счет выравнивания условий проживания в жилых домах первых серий и последних (с повышенной степенью благоустройства).

Улучшение планировки жилых домов серии 1-464 (рис. 13.4) может быть достигнуто путем увеличения кухонь, передних и жилых комнат за счет пристройки эркеро-ризалитов, ликвидации «заемов» (открытых переходов из передней в кухню), устройства квартир в

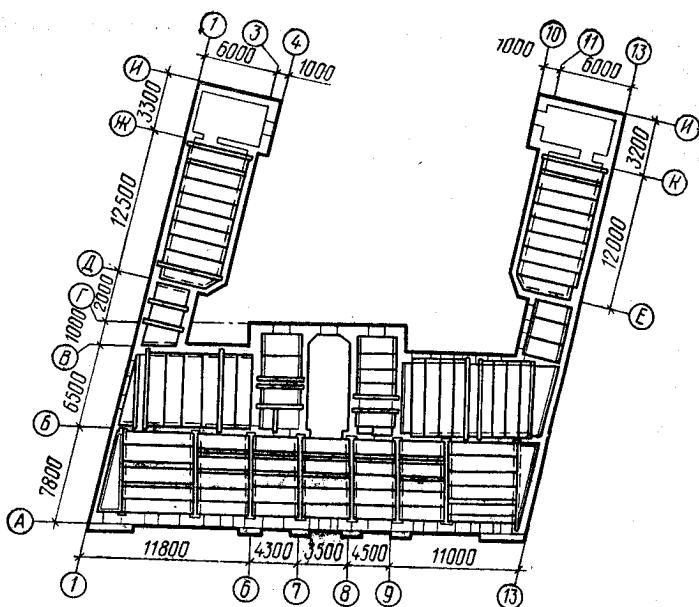


Рис. 13.3. План раскладки железобетонных плит настила перекрытия типового этажа жилого дома (г. Харьков)

двух уровнях, объединением верхнего существующего и надстраиваемого этажей.

Эркеры вносят существенное разнообразие в архитектурный облик фасада здания. Они могут быть выполнены из любого конструкционного материала: кирпича, сборного и монолитного железобетона.

В проекте, разработанном ЦНИИЭПжилища по перестройке 5-этажного жилого дома серии 1-468-2 в г. Новосибирске, построенного в начале 60-х годов, на основании разработанных в институте рекомендаций по модернизации жилых домов улучшена планировка квартир, усовершенствована система инженерного оборудования, повышен уровень теплоизоляции. В здании предусмотрено надстроить один этаж, позволяющий разместить квартиры в двух уровнях, вместо балконов появятся лоджии (рис. 13.5). Для жителей первого этажа выделяются приквартирные участки, на которые запроектированы индивидуальные выходы.

Проектом модернизации 5-этажного жилого дома се-

рии 1-515 по ул. Власова в Москве перепланировкой исключаются проходные комнаты, разделены санузел, увеличена площадь передних, кухонь (в однокомнатных квартирах), ванных. Здание оборудуется мусоропроводами и лифтами (рис. 13.6).

Модернизация планировки жилых зданий неразрывно связана с изменением их конструктивной схемы. Кирпичные и панельные жилые здания, как правило, имеют жесткую конструктивную схему с несущими продольными и поперечными стенами, замкнутыми лестничными клетками и перекрытиями, образующими горизонтальные диски, жесткость которых зависит от их конструкции и примененных материалов. Опыт обследования кирпичных жилых зданий Ленинграда позволил установить пять типов наиболее распространенных конструктивных схем (табл. 13.1).

В целом, реконструкция зданий с различной конструктивной схемой требует индивидуального подхода, что прежде всего связано с выбором несущих вертикальных элементов (стен) для опирания перекрытий при их частичной или полной замене. Перекрытие пролетом более 9 м связано со значительным неоправданным ростом высоты сечения изгибаемых элементов, утяжелением конструкций и увеличением сосредоточенных нагрузок на стены при использовании прогонной схемы перекрытий. В последнем случае главные балки и прогоны с высотой, превышающей общую толщину перекрытий, располагают в плоскостях перегородок, встроенных шкафов, санитарно-технических помещений и др. Здесь же можно помещать и дополнительные кирпичные столбы (колонны) для уменьшения пролетов главных балок.

Полная реконструкция здания при недостаточной несущей способности внутренних продольных и поперечных стен вызывает необходимость оставлять старые несущие стены только по периметру здания, а внутри возводить железобетонный каркас. В этом случае создается здание жесткой конструктивной схемы с неполным внутренним каркасом, который может быть выполнен с продольным опиранием прогонов на консоли колонн и торцевые стены или с поперечным — на консоли колонн и продольные несущие стены.

Внутренний каркас создают, как правило, из сборных железобетонных элементов (колонн, прогонов и фундаментов) с железобетонным настилом. При этом необхо-







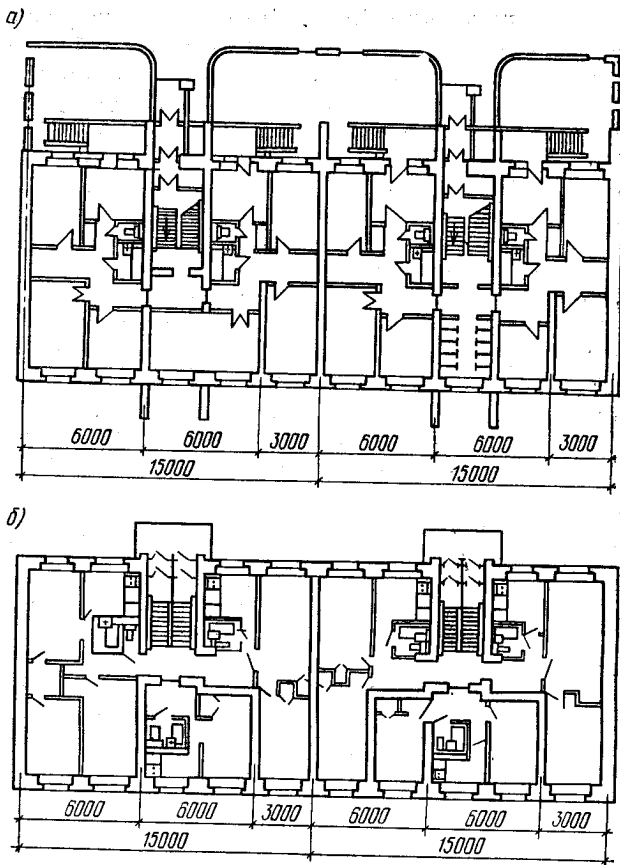
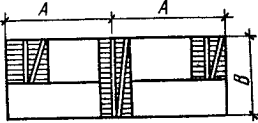
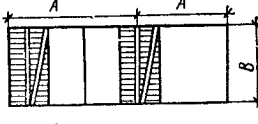
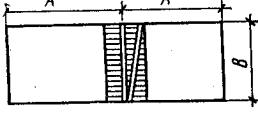
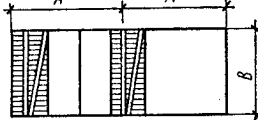
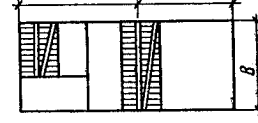


Рис. 13.5. Модернизация крупнопанельного жилого дома серии 1-468-2 (г. Новосибирск). План типового этажа:  
а — до модернизации; б — после модернизации

димо стремиться к использованию основных типовых конструкций. Для тех случаев, когда пролеты и высоты здания отличны от типовых, разработаны специальные серии, например, колонны марки КЛ-280-450 сечением  $300 \times 400$  мм для высот этажей от 2,8 до 4,5 м (через 0,1 м), прогоны марки ПР-300... ПР-500 длиной от 3 до 5 м (через 0,2 м) и марки ПР-300... ПР-720 соответственно длиной от 3 до 7,2 м (через 0,2 м) и др. Для замены

Таблица 13.1. Наиболее распространенные конструктивные схемы кирпичных жилых зданий

Тип схемы, пролеты, м	Конструктивная схема здания	Характеристика схемы здания
<p>I  <math>A = 12 \dots 30</math>,  <math>B = 10 \dots 17</math></p>		<p>Двухпролетная схема со средней и продольными нагруженными несущими стенами</p>
<p>II  <math>A = 12 \dots 20</math>,  <math>B = 4 \dots 18</math></p>		<p>Многопролетная схема с поперечными несущими стенами</p>
<p>III  <math>A = 12 \dots 22</math>,  <math>B = 4 \dots 12</math></p>		<p>Однопролетная схема с наружными несущими стенами</p>
<p>IV  <math>A = 13 \dots 32</math>,  <math>B = 12 \dots 26</math></p>		<p>Трехпролетная схема с двумя продольными внутренними и наружными несущими стенами</p>
<p>V  <math>A = 12 \dots 20</math>,  <math>B = 9 \dots 18</math></p>		<p>Смешанная схема (продольные и поперечные несущие стены)</p>

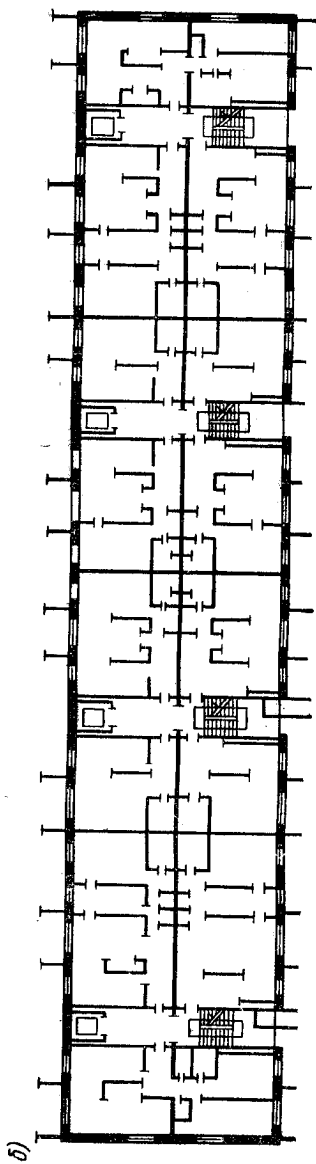
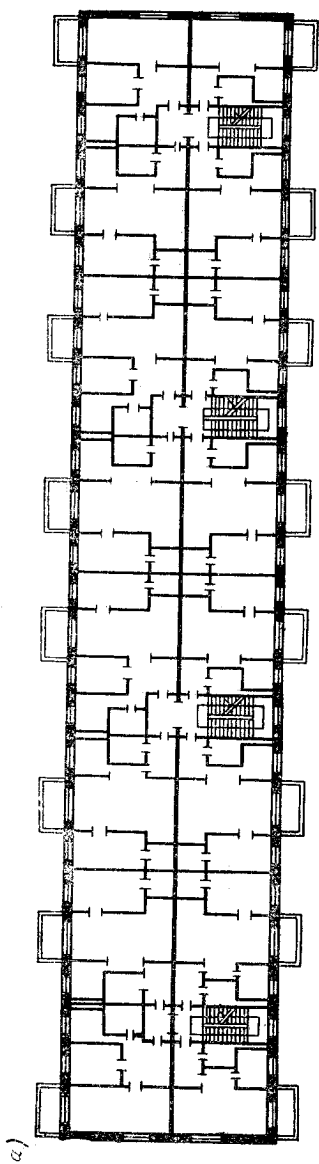


Рис. 13.6. Проект модернизации жилого дома серии 1-515 (Москва). План типового этажа:  
а — до модернизации; б — после модернизации

внутренних несущих стен разработаны несущие сборные железобетонные перегородки. В реконструируемых зданиях находят применение и сборные железобетонные санитарно-технические кабины (ванных комнат и туалетных).

### **13.2. Реконструкция зданий общественного назначения**

Многие из этих зданий довоенной постройки, а некоторые и дореволюционной. К настоящему времени большинство их нуждается в реконструкции, связанной с их моральным и физическим износом. Кроме того, действующие нормативные документы на архитектурно-планировочные решения общественных учреждений часто вызывают необходимость коренной перепланировки таких зданий в связи с возросшим уровнем предъявляемых требований по комфортности, технической оснащенности, пожарной безопасности и др. Часто старые здания жилой застройки, в том числе имеющие архитектурно-историческую ценность и расположенные в центральной части города, целесообразно при реконструкции перестроить под здания общественного назначения: библиотеки, выставочные залы, магазины, кафе и др.

Одним из распространенных приемов при реконструкции учебных заведений, клубов и других объектов культурно-бытового назначения является расширение их за счет пристройки к существующим новым зданиям, в которых размещают помещения, функционально требующие больших свободных площадей и соответствующих пролетов: спортивные и читальные залы, мастерские, залы заседаний и др.

В целом старые здания общественного назначения и приспособленные под них имеют жесткую конструктивную схему с несущими продольными и поперечными стенами и перекрытиями, аналогичными жилым зданиям этого же периода застройки. Поэтому при реконструкции к ним приемлемы общие конструктивные решения, используемые для жилых зданий. При этом необходимо иметь в виду, что полезные нагрузки на перекрытия зданий общественного назначения, как правило, выше, чем для жилых. Кроме того, перекрываемые пролеты в отдельных помещениях возрастают до 9, 12, 18 м и более.

В связи с этим при перестройке чаще всего возникает

необходимость в усилении существующих вертикальных несущих элементов (стен, столбов), в применении конструкций прогонов и настилов под более высокие временные нагрузки. При пролетах 6 м и более, как правило, применяют предварительно напряженные железобетонные конструкции. Кроме того, увеличение пролетов требует повышенного внимания к обеспечению простран-

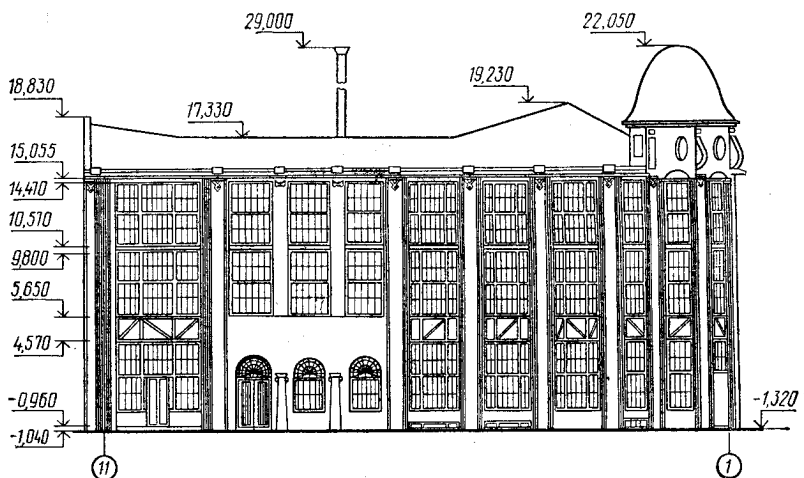


Рис. 13.7. Фасад реконструированного здания Харьковского художественно-производственного комбината

венной жесткости сооружений, что может быть достигнуто введением дополнительных диафрагм жесткости в виде кирпичных и армокирпичных железобетонных стен или металлических связей по всей высоте здания.

На рис. 13.7, 13.8 приведены фасад и план типового этажа реконструируемого здания торговой палаты в г. Харькове. Здание торговой палаты постройки 1911 г. в годы войны пострадало от пожара и долгие годы не эксплуатировалось. Проведенным обследованием было установлено, что основными несущими конструкциями являются монолитные железобетонные наружные стены и столбы, внутренние колонны с неразрезными ригелями и второстепенными балками, в целом образующие пространственный каркас. В результате воздействия пожара большинство балок ригелей получили недопустимые прогибы (до 20 см), нарушена неразрезность ригелей,

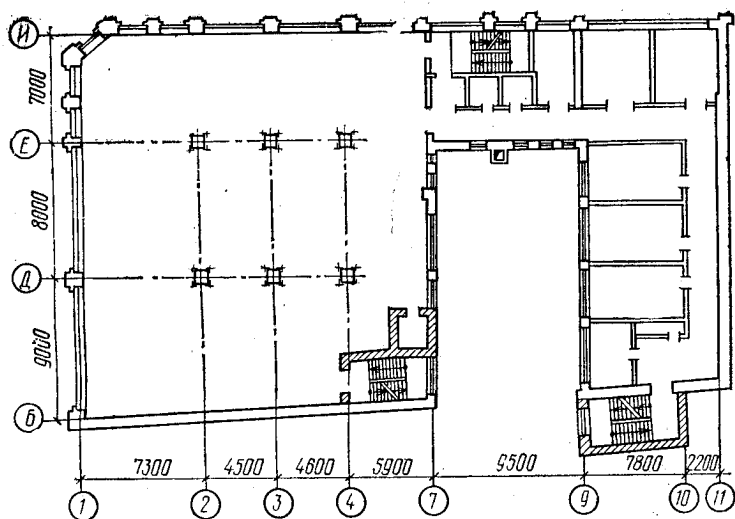


Рис. 13.8. План типового этажа реконструированного здания Харьковского художественно-производственного комбината

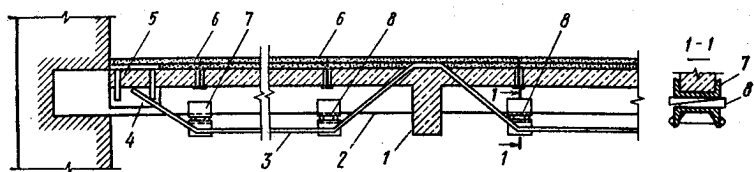


Рис. 13.9. Усиление железобетонного монолитного перекрытия:

1 — главная балка; 2 — второстепенная балка; 3 — шпренгель; 4 — концевое крепление шпренгеля; 5 — железобетонное наращивание плиты толщиной 50 мм; 6 — крепление железобетонной наращиваемой плиты к существующей; 7 — элементы швеллеров; 8 — клинья

оголилась и прокорродировала арматура балок и колонн. Тем не менее в целом несущая способность каркаса подлежала восстановлению, что и было выполнено путем традиционного усиления колонн обоймами из стальных уголков, а ригелей — подведением под них шпренгельной предварительно-напряженной системы (рис. 13.9), позволяющей восстановить неразрезность, жесткость и несущую способность перекрытия.

После выполнения усиления несущих конструкций и работ по восстановлению многочисленных архитектурных

деталей фасада произведена перепланировка помещений здания под размещение в нем городского выставочного зала, художественного салона и творческих мастерских Харьковского художественно-производственного комбината.

### **13.3. Переустройство многоэтажных производственных зданий**

Производственные площади многоэтажных производственных зданий составляют около 25 % всего промышленного строительства в стране. Эти здания предназначены для организации производства с вертикальной технологической схемой (химическая, угольная, мукомольная промышленность, предприятия строительной индустрии и т. п.), а также для размещения предприятий с легким оборудованием, в частности приборостроения, радиоэлектроники, полиграфии, легкой и пищевой промышленности.

Генеральные планы этих предприятий, объемно-планировочные решения зданий, в которых они размещаются, зависят от ряда факторов и в первую очередь от вида выпускаемой продукции, технологии производства, внутривозводской специализации и кооперирования, климатических условий и т. п. Все промышленные здания, в том числе многоэтажные, в зависимости от долговечности конструкций и огнестойкости подразделяют на четыре класса капитальности.

Анализируя архитектурно-планировочные и конструктивные схемы многоэтажных промышленных зданий старой застройки, следует отметить, что практически все они в разные периоды подвергались перепланировке, капитальному ремонту или реконструкции.

Процесс этот в промышленности происходит постоянно, так как изменения технологии, вызываемые развитием и совершенствованием способов производства, оборудования, машин, непрерывно влекут за собой реконструкцию промышленных зданий. Срок морального износа промышленных зданий определяется ориентировочно на основе анализа развития данного производства с учетом темпов развития промышленности в целом и влияния факторов научно-технического прогресса. Срок физического износа зданий регламентируется классом капитальности. Наиболее экономически целесообразным является такой вариант промышленного здания, в кото-

ром сроки морального и физического износа предельно сближены.

Многоэтажные промышленные здания старой застройки подразделяют на бескаркасные, с полным и неполным каркасом.

Каркасы старых зданий выполнены в основном из монолитного железобетона и металла. В зданиях с неполным каркасом отсутствуют крайние ряды колонн, а стены являются несущими. Очень часто в этих зданиях в качестве опор используют армированные кирпичные стены с металлическими или монолитными железобетонными прогонами (главными балками), опирающимися на них.

Следует отметить, что монолитные каркасы многоэтажных промышленных зданий, имеющие рамные конструкции в обоих направлениях, обладают повышенной жесткостью и устойчивостью и могут воспринимать значительные статические и динамические нагрузки.

Основные конструктивные схемы каркасов из монолитного железобетона: с поперечными рамами и продольными второстепенными балками; с расположенными по колоннам в обоих направлениях балками и опертными по контуру плитами; с безбалочными перекрытиями.

Многоэтажные промышленные здания, намечаемые к реконструкции, могут быть распределены на основные группы:

приспособленные для определенных производственных целей после выполнения небольших реконструктивных работ (предприятия легкой и местной промышленности, художественные комбинаты и т. п.);

массового типа с относительно простыми планировочными решениями;

сблокированные, когда они блокируются с одноэтажными зданиями (к этой группе относятся многоэтажные здания с верхним крановым этажом);

смешанной этажности со сложными объемно-планировочными решениями, особенно часто встречающиеся в угольной, горно-рудной, металлургической промышленности.

При проектировании реконструкции действующих предприятий, расположенных в многоэтажных зданиях, должны проявляться те же требования в отношении новейших технологий, создание надлежащих санитарно-



гигиенических условий труда, что и при проектировании новых предприятий.

С целью максимального сближения сроков физического и морального износа зданий проекты реконструкции должны позволять без нарушения архитектурно-строительной основы легко приспособлять их к изменениям технологии производства. Такие промышленные здания называют универсальными или с гибкой технологией. Принцип универсальности положен в основу проектирования многоэтажных промышленных зданий.

#### **13.4. Переустройство одноэтажных производственных зданий**

Процесс технического перевооружения и реконструкции производств в большинстве случаев сопровождается заменой технологического оборудования, изменением соотношения различных участков и отделений и связанной с этим большей или меньшей перепланировкой помещений.

При переустройстве зданий и сооружений в процессе реконструкции промышленных предприятий возникают следующие задачи:

изменение геометрических параметров (увеличение шага колонн, пролетов, отметок подкрановых путей и высоты зданий, их расширение или удлинение, устройство дополнительных внутрицеховых сооружений);

повышение действующих технологических нагрузок (увеличение грузоподъемности кранового оборудования, установка дополнительных кранов на существующих и вновь построенных подкрановых путях, устройство подвешенного транспорта, подвеска и опирание новых технологических агрегатов и коммуникаций);




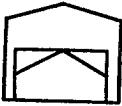

улучшение условий труда и мероприятия по защите окружающей среды (повышение степени освещенности и аэрации, снижение уровня вибраций и шумогашение, установка пылеуловителей, устройств газоочистки, фильтров и т. п.).


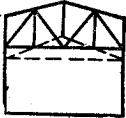


В табл. 13.2 приведены наиболее характерные схемы переустройства промышленных зданий.

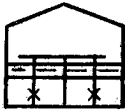
К числу прогрессивных способов решения задач реконструкции зданий и сооружений относятся:

изыскание и использование резервов несущей способности конструкций на основе теоретического и экспе-

**Т а б л и ц а 13.2. Типичные схемы реконструкции существующих производственных зданий**

Наименование проектного решения	Конструктивная схема	Характеристика проектного решения
<p><b>I. Обычная надстройка</b></p>		<p>Надстраивается второй этаж. Отметка перекрытия второго этажа проектируется на уровне существующего покрытия (А), а также выше (Б) или ниже (В) его отметки</p> <p>Надстраивается второй этаж. Существующее покрытие реконструируется в междуэтажное перекрытие</p> <p>Увеличивается высота здания. Существующее покрытие демонтируется</p>
		
		
<p><b>II. Независимая надстройка</b></p>		<p>Здание надстраивается на самостоятельных опорах. Существующее покрытие реконструируется в междуэтажное перекрытие</p>
		<p>Отметка перекрытия второго этажа проектируется на уровне существующего покрытия (А) или ниже его (Б)</p>

Наименование проектного решения	Конструктивная схема	Характеристика проектного решения
		<p>Отметка нового перекрытия выше существующего покрытия</p>
<p>III. Замена покрытий</p>	 	<p>Заменяется покрытие по деревянным или металлическим фермам и балкам (деревянная плита, железобетонные плиты и т. п.) на покрытия из железобетонных или асбестоцементных плит, а также профилированного настила по железобетонным и металлическим фермам и балкам:</p> <p>при отметке нового покрытия на уровне существующего</p> <p>то же, выше существующего</p>
<p>IV. Замена перекрытий</p>		<p>Заменяются перекрытия различного вида по деревянным, металлическим или железобетонным балкам на железобетонные по железобетонным или металлическим балкам (сборным и монолитным):</p> <p>без изменения конструктивной схемы</p>

Наименование проектного решения	Конструктивная схема	Характеристика проектного решения
		с изменением конструктивной схемы

риментального анализа работы конструкций с учетом конкретных условий эксплуатации;

изменение конструктивных и расчетных схем существующих зданий и сооружений, приводящее к увеличению их несущей способности практически без дополнительных затрат стали;

активное регулирование усилий в элементах конструкций;

замена тяжелых ограждающих конструкций кровли на легкие типа мембранных панелей или профилированного настила;

поагрегатный метод реконструкции зданий с автономным ремонтом и переустройством каркаса в районе заменяемых технологических комплексов (например, мартеновских печей);

внешняя обстройка новыми конструкциями подлежащих замене зданий и сооружений, позволяющая выполнять все строительные-монтажные работы без остановки производства.

В одноэтажных производственных зданиях потребность в создании дополнительных площадей подсобно-производственного или вспомогательного назначения может быть обеспечена возведением в пределах существующего объема цеха различного рода антресолей, площадок. При этом устройство их должно способствовать улучшению зонирования цеха.

Более предпочтительным является сосредоточенное расположение антресолей или площадок.

Примером увеличения площадей в одноэтажном промышленном здании является реконструкция учебно-производственного корпуса Харьковского авиационного института.

До реконструкции учебно-производственный корпус представлял собой одноэтажное однопролетное здание размерами в плане  $42 \times 18$  м с шагом несущих поперечных рам 6 м. Здание перекрыто сегментными фермами пролетом 18 м и плитами перекрытия размерами  $1,5 \times 6$  м.

Реконструкция была вызвана производственной необходимостью, что потребовало устройства встроенной этажерки на два этажа, запроектированной по серии ИИ-04. Колонны каркаса изготовляли на заводах строительной индустрии в индивидуальной опалубке, ригели и плиты перекрытия в типовой.

Конструктивные решения реконструируемого здания до и после переустройства представлены на рис. 13.10.

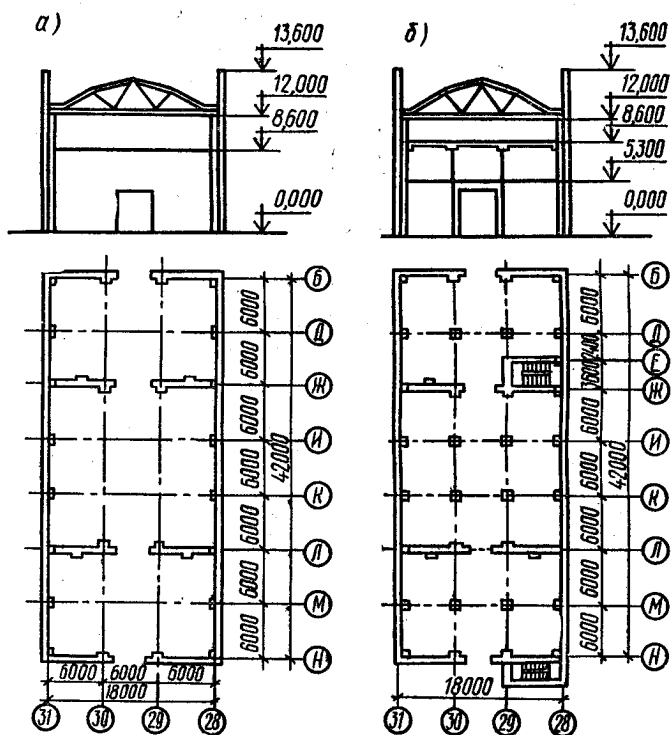


Рис. 13.10. Объемно-планировочные и архитектурно-конструктивные решения объекта:

а — до реконструкции; б — после реконструкции

Монтаж конструкций встроенной этажерки осуществлялся с помощью подвесной трехопорной электрической кран-балки грузоподъемностью 5 т, прикрепленной к железобетонным фермам.

В практике реконструкции одноэтажных производственных зданий, построенных в начале XX в., характерны случаи, когда высота цехов оказывается недостаточной для размещения современного оборудования. Увеличение высоты производственных зданий может осуществляться с сохранением существующей сетки колонн.

Польскими специалистами был разработан вариант замены конструкций покрытия с наращиванием колонн без остановки производственного процесса при реконструкции производственного здания на медеплавильном заводе в г. Глогув. Здание цеха длиной 378 м, шириной 24 м, высотой 25,3 м выполнено в каркасной стальной конструкции.

При разработке проекта реконструкции покрытия учитывались: отсутствие свободной территории для установки тяжелого монтажного оборудования за пределами здания, требования сохранения непрерывности производственного процесса и улучшения вентиляции в цехе, а также технология выполнения неутепленного покрытия облегченной конструкции.

Реконструкцию покрытия выполняли в два этапа. На первом этапе осуществляли сборку элементов конструкции нового покрытия в секции у торца производственного здания и монтаж этих секций методом надвигки над существующим покрытием здания; надвигка велась с помощью специальных транспортных устройств (тележек), которые перемещались по рельсам, опирающимся на консоли существующих колонн (рис. 13.11). На втором этапе производили демонтаж конструкций существующего покрытия.

Как показывает опыт реконструкции промышленных объектов в нашей стране и за рубежом, одним из наиболее эффективных методов реконструкции цехов является метод объемлющего каркаса. Так, применение этого метода при реконструкции заготовительного цеха Харьковского тракторного завода позволило свести к минимуму потери предприятия в период реконструкции.

Существовавший заготовительный цех представлял собой однопролетное здание размерами в плане 20××246 м. Здание выполнено из кирпича с установленными

ми по кирпичным пилястрам железобетонными фермами и монолитными подкрановыми балками. Участок, на котором находится заготовительный цех, плотно застроен. Со стороны ряда «Б» на расстоянии 1,8 м от реконструируемого цеха находится склад металлопроката, стальные

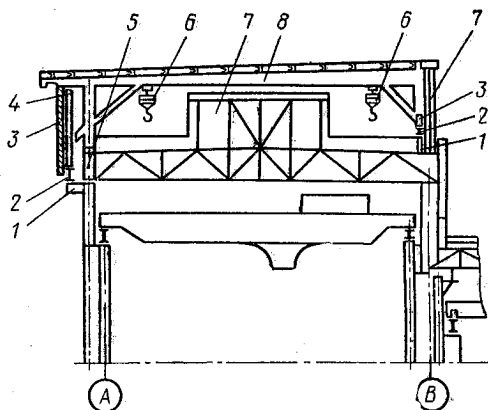


Рис. 13.11. Поперечный разрез пролета производственного здания медеплавильного завода в процессе замены конструкции покрытия:

1 — консоль; 2 — рельсовый путь; 3 — колесная транспортно-монтажная тележка; 4 — новое стеновое ограждение; 5 — монтажная опора; 6 — электроталь; 7 — существующая конструкция покрытия; 8 — рама нового покрытия

колонны которого по ряду «Б» выполнены с наружными подкрановыми путями с учетом возможности реконструкции заготовительного цеха для внедрения прогрессивных технологий и улучшения условий труда.

С учетом необходимости непрерывного выпуска продукции заготовительным цехом Харьковским Гипротракторосельхозмашем было принято следующее техническое решение реконструкции: над старым заготовительным цехом возвести новое здание пролетом 24 м, высотой до низа ферм 14,4 м, с металлическими подкрановыми балками на отметке 10,3 м (рис. 13.12). Колонны железобетонные, покрытие — из стальных стропильных ферм с железобетонными плитами 3×6 м и фонарем. Стены — из сборных керамзитобетонных панелей. После полного окончания монтажа нового здания, по мере разборки су-

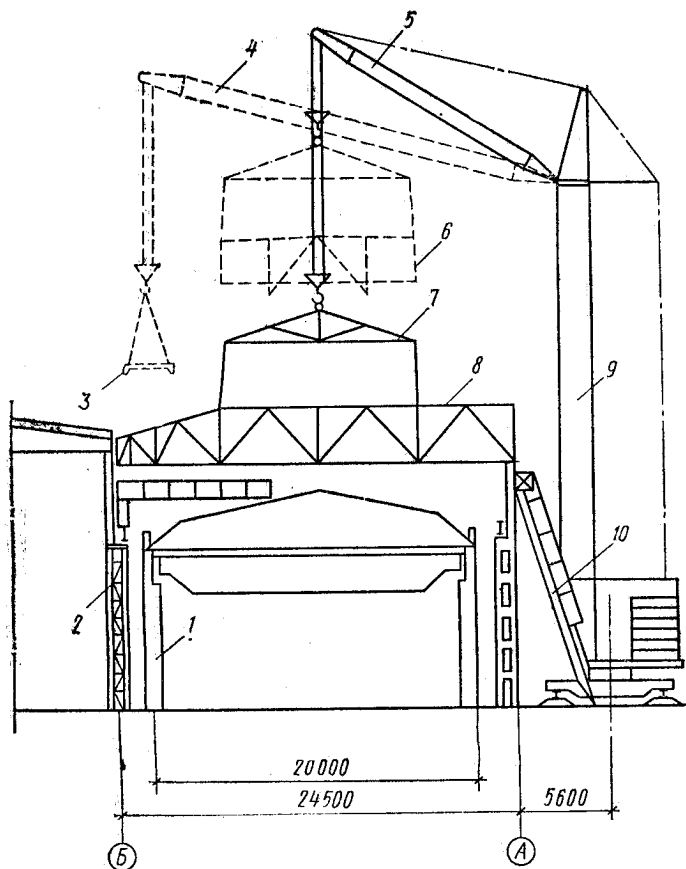


Рис. 13.12. Реконструкция цеха Харьковского тракторного завода методом объемлющего каркаса:

1 — существующее здание; 2 — стальные колонны склада с наружными подкрановыми путями; 3 — железобетонная плита покрытия размером 3×6 м; 4 — стрела крана МСК—10/20 длиной 28,7 м; 5 — то же, длиной 23,35 м; 6 — монтаж конструкций фонаря; 7 — траверса; 8 — монтаж строительной фермы; 9 — приставная лестница; 10 — монтажная лестница

ществовавшего цеха, его технологические участки демонтировались и вводились в действие в новом здании. Строительно-монтажные работы до полного их окончания выполнялись без остановки производства в старом заготовительном цехе.

Сетка колонн старых производственных зданий часто оказывается недостаточной для размещения современно-



го производства. При сооружении новых покрытий над действующими цехами целесообразно увеличение сетки колонн, так как уменьшение количества наращиваемых колонн облегчает проведение реконструкционных работ. При реконструкции механосборочного корпуса № 1 ХТЗ над существующим старым зданием было возведено новое покрытие высотой до низа стальных ферм 10,8 м и сеткой колонн 24×24 м. Существующие колонны не наращивались, а возводились новые. Крупная сетка колонн и установка блоков покрытия методом надвигки позволили произвести реконструкцию цеха практически без остановки производства.

### **13.5. Реконструкция инженерных сооружений**

Среди инженерных сооружений промышленных предприятий следует выделить доменные печи, трубы, воздухонагреватели, очистные сооружения, резервуары, газгольдеры, искрогасители, пылеуловители, эстакады, галереи, башни и др.

Доменные печи обычно реконструируют в периоды очередных капитальных ремонтов в связи с большим износом конструкций и оборудования или необходимостью увеличения полезного объема.

Реконструкцию доменных печей осуществляют в двух направлениях: замена кожуха в целом или замена его изношенных частей.

Чаще всего при ремонтах печей приходится менять кожух шахты. Для этого удаляют целиком старый кожух, а затем монтируют новый или заменяют последовательно его участки. Первый способ является более прогрессивным, так как позволяет осуществить в цеховых условиях сборку, подгонку и укрупнение блока нового кожуха до остановки печи на ремонт. Его применяют, когда ремонтируемая печь имеет несущую систему колонн шахты, позволяющую использовать нагрузку от верхних конструкций печи и оборудования на период замены всего кожуха шахты.

Замену изношенных частей кожуха и футеровки при реконструкции осуществляют объемными блоками максимальной готовности, используя при монтаже каркас печи (методом вывешивания).

Замену доменной печи в целом осуществляют поточно-узловым методом и методом надвигки конструкций.

На рис. 13.13 приведен пример замены элементов доменной печи блоками максимальной готовности.

В процессе реконструкции подлежали замене изношенные кожух и футеровка печи. Одновременно менялась и схема печи: вместо колонн шахты вокруг нее возводили четыре колонны, поддерживающие колошник, а число колонн горна и отметка их опирания менялись.

Использование монтажной балки, уложенной по несущим конструкциям печи, в качестве грузоподъемного устройства позволило перемещать по ее вертикальной оси узлы массой 300 т. Узлы укрупняли и доводили до максимальной готовности в рабочем пространстве шахты печи, предварительно удалив старый кожух, холодильники и футеровку. Одновременно выполняли трудоемкие работы по разборке нижнего строения печи, обеспечивая безопасность работ отсечением нижнего яруса от верхнего сплошным надежным перекрытием. Конструкции для сборки блока подавали железнодорожным транспортом под монтажную балку и поднимали на приемную площадку, специально смонтированную в зоне работы балки и опертую на колонны шахты.

Воздухонагреватели монтируют, как правило, крупными блоками, устанавливаемыми в проектное положение монтажными кранами. На стесненной строительной площадке возможность применения промышленных методов монтажа ограничена.

Разработано несколько методов монтажа воздухонагревателей на действующих предприятиях, целесообразность которых зависит от условий строительной площадки: метод наращивания с помощью монтажных кранов; метод подращивания с помощью специального подъемного оборудования; метод надвигки.

Стенки вертикальных цилиндрических резервуаров, газгольдеров низкого давления и изотермических резервуаров монтируют следующими методами: 1) наращивания с полистовой сборкой монтажным краном; 2) разворота рулонов с помощью тракторов, лебедок или специальных установок; 3) подращивания с помощью специального подъемно-такелажного устройства.

В условиях стесненности строительной площадки не представляется возможным разместить монтажные механизмы, такелажную оснастку и организовать в зоне производства работ складирование монтажных элементов. Поэтому первые два метода не всегда технически

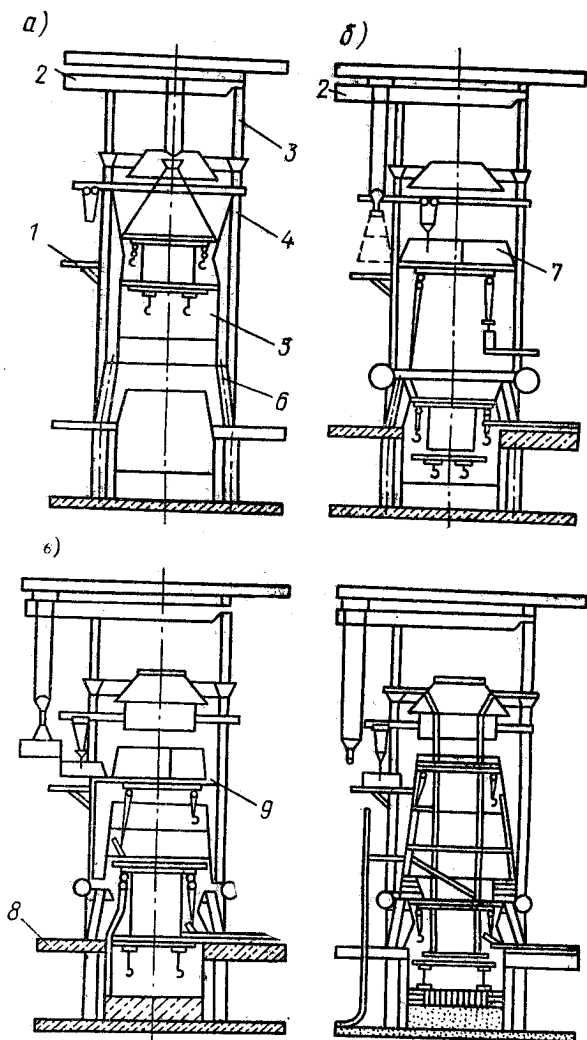


Рис. 13.13. Этапы замены элементов доменной печи блоками максимальной готовности:

*a* — низа печи; *б* — купола; *в* — кожуха шахты; *г* — приемная площадка; *2* — монтажная балка; *3* — полиспаст монтажной балки; *4* — четырехколонное основание; *5* — нижний блок в сборе; *6* — колонны горна; *7* — узлы кожуха печи; *8* — блок пояса до отм. 26, 100; *9* — раздвижная площадка

осуществимы при реконструкции резервуаров в условиях действующих предприятий. Метод подрачивания позволяет выполнить монтаж резервуара в стесненных условиях и перенести большую часть работ на уровень земли.

Искрогасители, пылеуловители и другие листовые сооружения значительной высоты обычно возводят в труднодоступных условиях действующих предприятий, что делает целесообразным применение для этих целей вертолетов. Это резко сокращает трудоемкость и сроки производства работ (в отдельных случаях в 30 раз), что позволяет досрочно вводить в действие строящиеся объекты; исключает применение других монтажных средств, ликвидирует дополнительные нагрузки на конструкции, возникающие в процессе монтажа; позволяет отказаться от строительства мостов, дорог, а самое главное осуществлять монтаж в крайне стесненных, недоступных для традиционных средств механизации условиях строительной площадки.

Примером применения вертолетов для реконструкции искрогасителей вагранок является опыт работ на Харьковском тракторном и станкостроительном заводах, где с применением вертолетов МИ-10К в кратчайшие сроки были заменены искрогасители вагранок действующих литейных цехов.

В практике реконструкции элементов галерей в условиях действующих предприятий наиболее характерными методами возведения этих сооружений являются: подъем крупными блоками с помощью монтажных механизмов; надвигка пролетного строения галереи с помощью лебедки и полиспаста; поворот предварительно укрупненного пролетного строения галереи вокруг вертикальной оси с помощью тягового полиспаста.

Высотные сооружения (башни, трубы, мачты и др.) монтируют следующими методами: свободного подъема с последующим наращиванием, подрачивания, а также комбинированным методом.

Применение метода наращивания с помощью кранов ограничено их техническими параметрами. Однако оригинальные решения при выполнении работ дают возможность увеличить область применения монтажных кранов при возведении высотных сооружений.

## ПРОЕКТНО-СМЕТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ НА РЕКОНСТРУКЦИЮ

## 14.1. Состав документации

Разрабатываемая техническая документация на реконструкцию жилых и общественных зданий должна предусматривать сокращение сроков и снижение стоимости проектирования и производства строительно-монтажных работ.

Проектно-сметная документация на реконструкцию жилых и общественных зданий составляется, как правило, в одну стадию — рабочий проект со сметой. Однако для комплексной реконструкции с перепланировкой помещений, изменением фасадов, сменой покрытий при высокой стоимости работ разработка технической документации производится в две стадии: I — технический проект; II — рабочие чертежи.

Проектная документация на реконструкцию жилого фонда в пределах квартала, жилого района разрабатывается в две стадии: I — проектное предложение с технико-экономическим обоснованием; II — технический проект переустройства со сметами.

При двустадийном проектировании реконструкции I стадия включает:

- генеральный план участка в масштабе 1 : 500...1 : 200;
- планы подвала и всех этажей с основными размерами и указанием изменений планировки и конструкций;
- основные разрезы в масштабе 1 : 100 с отметками;
- фасады с отметками и основными размерами;
- пояснительную записку;
- рабочую смету, составленную на основании единичных расценок по отдельным конструкциям и видам работ применительно к разработанному проекту на реконструкцию.

На основании утвержденного технического проекта разрабатывают рабочие чертежи (II стадия), т.е. документацию, по которой производят непосредственные работы.

Техническая документация проектной организации согласовывается с управлением пожарной охраны, госсан инспекцией, управлением водопровода, канализации, электроснабжения, а также заказчиком и подрядной организацией, которая будет производить работы.

После согласования проектно-сметная документация передается заказчику на утверждение.

Особенностями строительного проектирования при реконструкции и техническом перевооружении действующих промышленных предприятий являются: сложность объектов проектирования, вызванная необходимостью увязки прогрессивных проектных решений сегодняшнего дня с проектными решениями (строительными и технологическими) существующих промышленных производств; повышение роли организационно-технологического проектирования строительного производства, в значительной мере определяющего весь комплекс плано-проектных решений реконструкции действующих предприятий; необходимость более полного учета в действующих нормативных документах по вопросам проектирования объектов реконструкции и организации их возведения; особенность строительного производства на действующих промышленных предприятиях; необходимость решения вопроса о совершенствовании организационных форм проектирования объектов реконструкции, необходимость повышения технико-экономических обоснований вариантов проектных решений реконструкции и технического перевооружения как основы определения рациональной продолжительности работ, экономических показателей деятельности промышленных предприятий и строительных организаций, а также расчета фондов экономического стимулирования.

Установленные особенности требуют дополнительных затрат времени и ресурсов на проектирование объектов реконструкции.

Технико-экономические обоснования (ТЭО) проекта предусматривают включение расчетов, подтверждающих эффективность реконструкции по сравнению с новым строительством.

Особо учитываются ограничения, установленные для крупных городов и отдельных районов страны в отношении нового промышленного строительства.

К особенностям проектирования в условиях расширения и реконструкции действующих предприятий относится такой порядок разработки проектно-сметной документации, когда общая реконструкция предприятия не производится, а проекты разрабатываются для отдельных зданий или сооружений и непосредственно связанных с ними других объектов.

Некоторые изменения порядка разработки и утверждения проектно-сметной документации возникают, если имеются дополнительные задания по строительству новых объектов на реконструируемых предприятиях.

Проектирование реконструкции требует ряда дополнительных материалов, представляемых заказчиком в задании на проектирование: данные ранее проведенных инженерных и технико-экономических изысканий, паспорта предприятия или отдельных производств (цехов), обмеры существующих зданий, сооружений, подземных и надземных коммуникаций на участке строительства, отчеты по выполненным научно-исследовательским работам, связанные с созданием новых технологических процессов, и некоторые другие в зависимости от характера реконструкции. В порядке исключения при расширении и реконструкции действующих предприятий разрешено поручать проектным организациям производство инженерных изысканий в комплексе с выполняемыми проектными работами (по предварительному согласию министерств и ведомств СССР и Совета Министров союзных республик).

Проект (рабочий проект) на реконструкцию действующего предприятия цеха или сооружения разрабатывается в сокращенном объеме и содержит: решение по технологии и организации основного производства, строительные решения вновь строящихся и реконструируемых цехов и сооружений производственного, вспомогательного и обслуживающего назначения; генеральный план; решения по надежности и долговечности зданий и сооружений; решения по организации строительства и последовательности проведения реконструкции цехов, зданий и сооружений, а также технико-экономические расчеты.

В состав проекта реконструкции предприятия или отдельного производства (цеха) обычно включаются: общая пояснительная записка; технические и строительные решения; решения по организации строительно-монтажных работ; сметная документация; паспорта проекта.

Еще более сокращен объем проектных материалов на техническое перевооружение действующих производств. Кроме пояснительной записки, в проект входят документация на установку технологического оборудования и коммуникаций всех видов, конструктивные решения строительной части, сводный расчет стоимости и рабочая

документация. Проектно-сметная документация в этом случае разрабатывается силами производственных объединений по согласованию или с привлечением организации генерального проектировщика, которая обязана обеспечить соблюдение действующих норм проектирования и строительства.

В связи с тем что продолжительность реконструкции и технического перевооружения промышленных предприятий, зданий и сооружений определяется проектом организации строительства (ПОС), этот раздел проекта на первой стадии проектирования является одним из основных.

В общем виде взаимосвязь основных разделов проекта реконструкции предприятия, здания или сооружения показана на рис. 14.1.

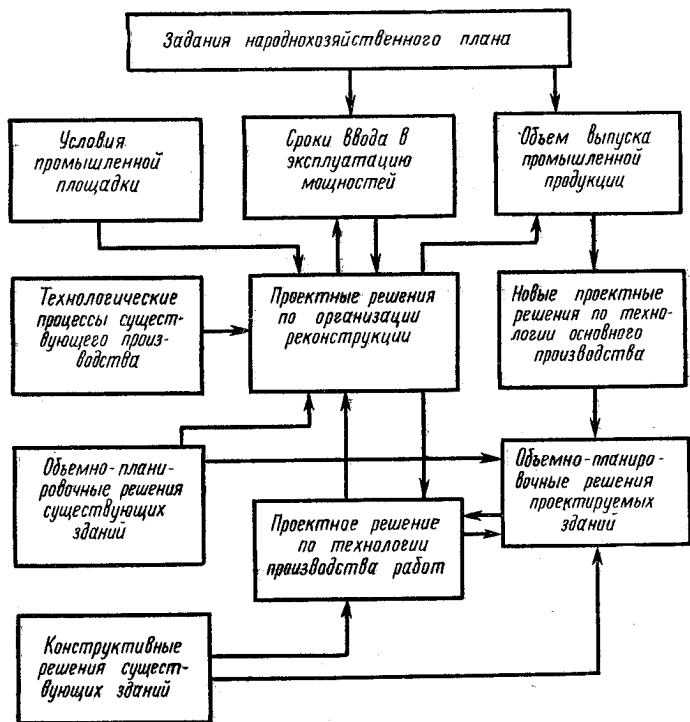


Рис. 14.1. Схема взаимосвязи разделов проекта реконструкции



В соответствии с принятой последовательностью проектирования исходными данными являются задания по объему продукции и сроку ввода объектов в эксплуатацию, установленному плану развития народного хозяйства. После выбора объекта реконструкции определяют характеристики отдельных производств или цехов предприятия с учетом требований технологии промышленного производства. На основе этих характеристик с учетом нормативов проектирования и требований эксплуатации определяются объемно-планировочные решения зданий и сооружений.

#### **14.2. Составление пояснительной записки**

Пояснительная записка к проекту на реконструкцию жилых и общественных зданий содержит описание существующей и проектируемой планировки, технико-экономические показатели, описание существующих и новых конструкций, материалов, внутренней и наружной отделки здания, благоустройства и основных положений по организации работ.

Проектно-сметная документация, уточненная в процессе разработки рабочих чертежей и смет на реконструкцию зданий, сооружений, входящих в состав пускового комплекса промышленного предприятия, содержит: пояснительную записку, в которой даны обоснования вводимых мощностей, состав цехов, зданий, сооружений, инженерных сетей, коммуникаций и других объектов, включаемых в пусковой комплекс; стоимость реконструкции объектов пускового комплекса, а также сведения о выполнении требований норм и правил по проектированию и строительству, технических условий на подключение объектов пусковых комплексов к сетям, сооружениям и коммуникациям общего пользования; мероприятия по охране окружающей среды и другие сведения.

Пояснительная записка должна дополнительно содержать: характеристику условий реконструкции; обоснование методов производства сложных строительно-монтажных и специальных работ, а также сроков, интенсивности и взаимоувязки их с основной деятельностью действующего предприятия; обоснование объемов работ доостановочного периода при реконструкции с полной или частичной остановкой производства; обоснование

способов защиты действующего технологического оборудования и обслуживающего персонала и мероприятий по охране труда.

### **14.3. Разработка проекта организации строительства и реконструкции**

Проект организации строительства является частью проекта (рабочего проекта) на строительство или реконструкцию предприятия, здания, сооружения, в которой находят наибольшее отражение условия осуществления строительства. Проект организации строительства служит основой для распределения капитальных вложений и объемов строительных и монтажных работ (товарной и строительной продукции) по срокам строительства, а также обоснованием продолжительности строительства и сметной стоимости отдельных видов работ, стоимости прочих затрат, вызываемых спецификой конкретной стройки.

Состав и содержание проектных решений и документации, разрабатываемых в проекте организации строительства, устанавливаются Инструкцией по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ, утвержденной Госстроем СССР.

В проекте организации строительства на реконструкцию и техническое перевооружение действующих предприятий кроме указанных условий осуществления строительства должна быть отражена специфика организации и производства строительного-монтажных работ в условиях действующего производства (цеха, участка):

данные о возможной продолжительности остановки отдельных производств (цехов), участков на период выполнения строительных и монтажных работ;

последовательность разборки и переноса действующих инженерных сетей; места и условия подключения временных инженерных сетей и коммуникаций;

перечень подъемно-транспортных средств, предоставляемых заказчиком подрядной строительной и монтажной организациям;

перечень зданий, сооружений и помещений заказчика, передаваемых во временное пользование подрядной организации на период строительства;

режим выполнения строительных и монтажных работ в условиях действующего производства (количество смен,

сроки и продолжительность остановки работы производства);

условия доставки строительных материалов и изделий, передвижения строительных механизмов и организации комплектной поставки сложного технологического оборудования разовых (единичных) заказов;

места складирования строительных материалов и конструкций;

условия размещения временных инвентарных зданий и сооружений на период строительства.

Проект организации строительства следует разрабатывать одновременно с технологической, строительной и другими частями проекта реконструкции в целях увязки объемно-планировочных, конструктивных и технологических решений с условиями организации и производства работ. Он должен содержать организационные и технологические решения производства работ, обеспечивающие своевременный ввод в действие производственных мощностей с наименьшими затратами за счет повышения организационно-технологического уровня работ. Этот проект служит основой для распределения капитальных вложений и объемов строительно-монтажных работ по периодам реконструкции.

В проекте организации строительства кроме указанных мероприятий необходимо:

установить очередность и порядок совмещенного выполнения строительно-монтажных работ с указанием технологических или строительных узлов и участков, на которых на время выполнения этих работ необходимо остановить технологические процессы основного производства;

установить продолжительность этого периода;

указать на строительном генеральном плане реконструкции действующие, разбираемые и перекладываемые инженерные коммуникации, проезды, площадки для складирования и сборки конструкций;

определить способы защиты действующего оборудования при демонтаже, монтаже или замене стеновых ограждений, перекрытий и покрытий;

определить состав работ подготовительного периода с тем, чтобы период выполнения основных работ, связанных с полной или частичной остановкой производственного процесса, был наименьшим;

установить перечень, объемы и способы выполнения

строительно-монтажных работ в стесненных условиях, на которые распространяются факторы их удорожания.

В состав проекта организации строительства должны входить: календарный план или комплексный сетевой график, строительный генеральный план реконструкции, организационно-технологические схемы реконструкции основных зданий и сооружений, пояснительная записка.

От подготовки производства зависит своевременность сроков ввода объектов в эксплуатацию, рентабельность строительных организаций, рациональность использования ресурсов производства. Особенно это касается производства строительно-монтажных работ внутри действующих цехов. В этой связи проекты организации строительства и проекты производства работ должны быть обоснованы документами, по которым осуществляют реконструкцию и которые отражают особенности проведения работ, выполняемых в ее ходе.

#### **14.4. Оформление сметной документации**

Сметная стоимость реконструкции жилых и общественных зданий включает всю совокупность затрат, которые по проекту необходимы для полного устранения физического и морального износа как здания в целом, так и всех его конструкций и инженерного оборудования.

При реконструкции зданий, когда требуются проекты, сметы составляют по рабочим чертежам, в остальных случаях (когда проекты не требуются) — по дефектным ведомостям и инвентаризационным планам.

Для определения сметной стоимости реконструируемых предприятий, зданий и сооружений или их очередей в составе проекта (при двухстадийном проектировании) разрабатываются: сводный сметный расчет; сводка затрат (при необходимости); объектные и локальные сметные расчеты; сметы на проектные и изыскательские работы; сметные расчеты на отдельные виды затрат, включаемые в сводные сметные расчеты, в том числе на освоение строительной площадки, строительство временных зданий и сооружений (при необходимости), на зимние удорожания, дополнительный транспорт привозимых материалов, на различные виды компенсаций, возмещаемых заказчиком подрядной строительной организации,

на технический и авторский надзор проектных организаций и др.

В состав рабочей документации при двухстадийном проектировании включаются объектные и локальные сметы.

В составе рабочего проекта при одностадийном проектировании разрабатываются: сводный сметный расчет; сводка затрат (при необходимости); объектные и локальные сметы; сметы на проектные и изыскательские работы; сметные расчеты на сопутствующие работы.

Одновременно со сметной документацией, перечисленной выше, в составе рабочей документации при двухстадийном проектировании разрабатываются: ведомость сметной стоимости строительства объектов, входящих в пусковой комплекс, и ведомость сметной стоимости товарной строительной продукции.

По сравнению с новым строительством при реконструкции предприятий, осуществляемой подрядной строительной организацией, производительность труда снижается в среднем на 20...35 %, увеличиваются простои рабочих в 1,5...2 раза, удельный вес заработной платы в объеме строительно-монтажных работ возрастает на 30...45 %, затраты по эксплуатации строительных машин и механизмов увеличиваются в 1,5...2 раза, возникают дополнительные расходы на транспорт и технику безопасности.

В связи с этим при составлении смет вводятся поправочные коэффициенты на работы по реконструкции и техническому перевооружению предприятий. Поправочные коэффициенты (1,04...1,05 с учетом повышения на 10 % норм накладных расходов) следует использовать независимо от условий применения других поправочных коэффициентов к сметным нормам, содержащихся в сборниках элементарных сметных норм, в сборниках единичных расценок и указаний по их применению, а также независимо от условий использования поправочных коэффициентов, содержащихся в общей части к сборникам «Единых норм и расценок на строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы» (ЕНиР). Вместе с тем сметная стоимость, установленная с учетом этих коэффициентов, не всегда возмещает все затраты на реконструкцию. В случаях значительного отличия условий выполнения работ по реконструкции от нового строительства строительным организациям при согласовании

проектно-сметной документации следует требовать от заказчиков и проектных организаций разработку дополнительных (индивидуальных) единичных расценок.

Для выполнения строительно-монтажных работ по реконструкции в стесненных и вредных условиях предусматривается увеличение норм времени на 10...25 %.

#### 14.5. Техничко-экономические показатели

Учитывая народнохозяйственный подход к оценке эффективности реконструкции жилищного фонда и обеспечения более высокого уровня комфорта, чем в построенных домах, определяется в качестве критерия эффективности капитальных вложений в реконструкцию максимум комфортабельности жилища, приходящегося на единицу приведенных затрат на реконструкцию. При этом социально-экономический эффект реконструкции жилого здания определяется по альтернативному варианту нового типового здания, возведенного на необустроенной территории.

В общем виде критерий социально-экономической эффективности  $i$ -го проектного решения реконструкции  $j$ -го жилого здания можно выразить следующим образом:

$$\mathcal{E}_{сэр,ij} = C_{сэр,ij}/P_{р,ij} \geq C_{эн,ф}/P_{н,ф},$$

где  $C_{сэр,ij}$  — комплексный социальный результат реконструкций  $i$ -го проектного решения  $j$ -го жилого здания;  $P_{р,ij}$  — приведенные затраты на реконструкцию жилого дома по  $j$ -му варианту проектного решения;  $C_{эн,ф}$  — социально-экономический результат строительства типового жилого здания;  $P_{н,ф}$  — приведенные затраты на строительство типового жилого дома.

Приведенные затраты по вариантам проектных решений

$$P_{р,i} = \mathcal{E}_{р,i} + E_n(C_p + C_{лик} - C_{вр}) \rightarrow \min,$$

где  $\mathcal{E}_{р,i}$  — текущие эксплуатационные затраты по  $i$ -му варианту реконструкции;  $E_n=0,12$  — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений.

При определении экономичности проектных решений по реконструкции жилых зданий конечным показателем может служить стоимость 1 м<sup>2</sup> отремонтированной площади. Оценка этого показателя должна производиться

на основе единого принципиального положения о том, что при реконструкции достигается степень благоустройства, удовлетворяющая современным нормам нового жилищного строительства.

Многорезультативный характер реконструкции предприятий требует особого подхода к определению экономической эффективности обновления основных производственных фондов действующих предприятий. В качестве основного критерия эффективности реконструкции объекта принимаются удельные капитальные вложения.

## РАЗДЕЛ IV

### ПРОИЗВОДСТВО СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

#### ГЛАВА 15

#### РАЗРАБОТКА ПРОЕКТА ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

##### 15.1. Особенности производства работ при реконструкции

Характерной чертой реконструкции является его большая по сравнению с новым строительством трудоемкость. Это объясняется наличием дополнительного комплекса демонтажных работ, сложностью процессов по усилению и восстановлению стен и фундаментов, ограниченными условиями монтажа сборных конструкций и меньшей степенью готовности конструктивных элементов, повышенной трудоемкостью других строительно-монтажных процессов.

Проблема механизации работ при реконструкции жилых и общественных зданий является весьма сложной, так как некоторые особенности трудовых процессов часто ограничивают возможности эффективного использования различных технических средств.

К этим особенностям прежде всего относятся: многооперационность технологических процессов; разнообразие выполняемых операций; рассредоточенность выполняемых операций по месту и во времени; значительные технологические перерывы между последовательно выполняемыми операциями; ограниченность массивов однородного единообразного труда; большой удельный вес работ, связанных с разработкой, демонтажом, установкой, креплением, монтажом оборудования и строительных конструкций, их элементов, отдельных деталей и т. п.

Указанные особенности обуславливают наличие достаточно обширной области применения ручного труда, где внедрение механизации экономически нецелесообразно или даже принципиально невозможно.

Производство строительно-монтажных работ при реконструкции действующих промышленных предприятий имеет ряд особенностей, возникающих вследствие того,



что работы эти совмещены во времени и пространстве с технологической деятельностью реконструируемого производства и проводятся в условиях сложившегося генерального плана предприятия. Это нарушает нормальную организацию и технологию строительно-монтажных работ, затрудняет применение имеющихся средств механизации, усложняет организацию материально-технического снабжения.

Особенности производства СМР при реконструкции действующего предприятия можно объединить в зависимости от причин в три группы: вызванные эксплуатационной деятельностью реконструируемого предприятия, характером застройки промышленной площадки и объемно-планировочными и конструктивными решениями зданий и сооружений (рис. 15.1).

Условия строительной площадки при реконструкции зданий и сооружений промышленных предприятий отражаются на уровне механизации производственных процессов и зачастую приводят к увеличению объема работ, выполняемых вручную. Вследствие влияния факторов стесненности и рассредоточенности наиболее трудоемкими при реконструкции являются монтажно-демонтажные работы, разборка и разрушение конструкций и монолитных массивов, усиление существующих и устройство новых фундаментов в стесненных условиях, а также прокладка подземных коммуникаций и устройство бетонных подготовок под полы.

Поэтому выбор вариантов технологии и механизации этих работ по сути определяет уровень технико-экономических показателей при реконструкции в целом. Зачастую отсутствуют требуемая номенклатура и нужные типоразмеры специальных машин для реконструктивных работ, проводимых в стесненных условиях. Это вызывает необходимость применения при реконструкции зданий средств, служащих для механизации работ при возведении новых зданий и сооружений.

## **15.2. Проект производства работ по реконструкции и модернизации жилых и общественных зданий**

Проект производства работ на реконструкцию жилых и общественных зданий (ППР) представляет собой техническую документацию по их организации и технологии на определенном объекте. Осуществление работ на объ-

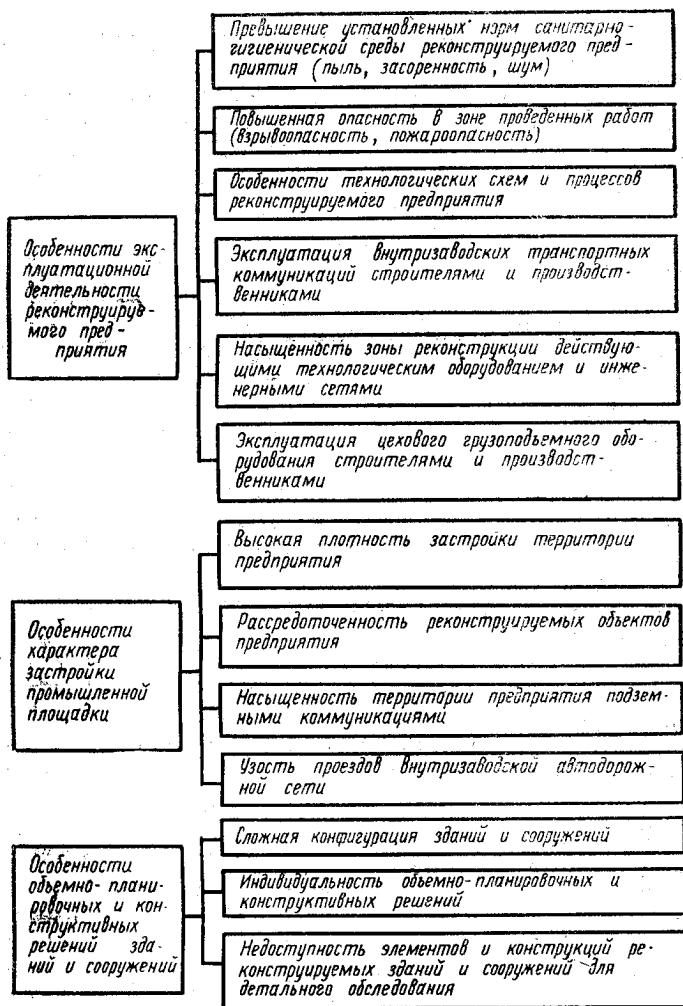


Рис. 15.1. Факторы, влияющие на эффективность производства работ в условиях реконструкции

ектах без утвержденной документации по производству работ запрещается.

Проект производства работ утверждается главным инженером ремонтно-строительной организации или глав-

ными инженерами специализированных субподрядных организаций. Он должен быть передан на производственный участок до начала работ на объекте.

При разработке ППР на реконструкцию необходимо предусматривать: индустриальные конструкции; механизацию процессов реконструкции и ремонтно-строительных процессов; передовые методы труда и прогрессивную технологию; диспетчеризацию, современные формы управления ремонтно-строительным производством, соблюдение правил охраны труда.

Проекты производства работ на реконструкцию небольших объектов со сметной стоимостью до 10 тыс. руб. выполняются в сокращенном объеме. В их состав входит календарный план, стройгенплан и пояснительная записка.

### **15.3. Разработка проектов выполнения реконструкции промышленных предприятий**

Проект производства работ (ППР) — основной документ, регламентирующий осуществление реконструкции предприятий, без которого нельзя начинать работы на объекте. Его разрабатывают на каждый этап реконструкции.

При этом каждая строительная организация должна разрабатывать ППР на те виды работ, которые ей предстоит выполнять.

Состав и порядок разработки регламентированы СНиП 3.01.01—85.

При разработке ППР в условиях реконструкции необходимо учитывать следующие особенности: режим работы предприятия, определяющий этапы реконструкции, а также необходимость согласования всех разработок ППР с соответствующими заинтересованными службами заказчика; стесненные условия ведения работ, определяющие необходимость разработки специальных методов их производства с учетом конкретных производственных условий; сжатые сроки (особенно в остановочный период), вызывающие необходимость максимального насыщения фронта работ рабочими и машинами, совмещение работы нескольких организаций; повышенную опасность производства работ, особые требования к охране труда.

Основные исходные материалы для разработки ППР при реконструкции: утвержденный проект реконструкции; проект организации строительства; нормативные или директивные сроки продолжительности производства работ; сведения о наличии и мощности парка машин и механизмов в данной строительной организации; сведения о возможности, сроках и продолжительности использования существующих подъездных путей предприятия, транспортных магистралей, складских помещений, источников энергетических ресурсов; справка или письмо предприятия-заказчика о всех ограничениях, накладываемых специфическими условиями производства на способы выполнения строительно-монтажных работ в цехах, зданиях, сооружениях; действующие нормативные документы.

При разборке или усилении зданий, конструкций или их элементов, когда может нарушаться их устойчивость, необходимы технический паспорт эксплуатируемого здания или сооружения и рабочие чертежи, по которым его строили, а также ведомость обследования здания или сооружения и отдельных конструкций.

В ППР необходимо разработать: мероприятия, обеспечивающие эффективную совместную работу действующего производства и строительно-монтажных организаций, а также защиту действующего оборудования и эксплуатирующего его персонала; последовательность разборки, демонтажа, замены или усиления строительных конструкций; способы обеспечения пространственной жесткости и устойчивости сохраняемых строительных конструкций, разъединения опорных узлов, способы подачи оборудования, строительных материалов и конструкций в зону производства работ, а также уборки из помещений строительного мусора, демонтированного оборудования и строительных конструкций; методы усиления подземных сооружений (подвалов, тоннелей, каналов) для обеспечения возможности проезда и работы над ними строительных машин и механизмов; мероприятия по обеспечению пожаро- и взрывоопасности действующих производств; строительные генеральные планы на каждый период реконструкции (подготовительный, доостановочный, остановочный), а также на отдельные этапы реконструкции объекта или определенные комплексы работ (демонтаж и монтаж каркаса здания, разборка, перенос и прокладка сетей).

Специализированные субподрядные организации должны разрабатывать строительные генеральные планы в составе своих ППР на выполняемый ими вид или комплекс работ и согласовывать их с генеральным подрядчиком.

ППР на реконструкцию действующего предприятия разрабатывают в том же объеме (по составу документов), что и на новое строительство, с учетом особенностей и дополнительных требований (табл. 15.1).

Строительно-монтажные работы в действующих цехах можно начинать только после получения письменного разрешения соответствующих служб промышленного предприятия на производство работ. При внутрицеховой реконструкции с остановкой производства технологического оборудования (полной или частичной) ППР следует разрабатывать на доостановочный и остановочный периоды. От правильности определения сроков остановки цеха (производства) зависят технико-экономические показатели реконструкции, безопасность производства работ. Значительную часть работ доостановочного периода осуществляют в условиях действующего цеха. Производство строительно-монтажных работ в остановочный период характеризуется максимальной интенсивностью и крайне сжатыми сроками. В этом случае ППР следует разрабатывать генеральному подрядчику с привлечением представителей специализированных субподрядных организаций. Особенно тщательно должны прорабатываться вопросы совмещения работ, складирования материалов, эксплуатации цехового кранового оборудования и строительных механизмов.

В ППР должны быть согласованы сроки выполнения строительно-монтажных работ с предприятием-заказчиком. Кроме ППР на остановочный период рекомендуется разрабатывать организационно-технические мероприятия. Если в реконструкции принимают участие рабочие цеха, то эти мероприятия должны быть совместными.

Остановка отдельных участков (цехов) допускается только при полном обеспечении всеми материально-техническими ресурсами, на что должен быть составлен соответствующий документ с участием поставщиков конструкций, товарного бетона и раствора, начальника управления механизации, представителей генподрядной и субподрядной организаций, начальника автотранспортного предприятия, главного энергетика генподрядной ор-

Таблица 15.1. Дополнительные требования к отдельным разделам ППР

Раздел проекта	Дополнительные требования
<p>Стройгенплан</p> <p>Календарный план работ или комплексный узловой график реконструкции</p> <p>Технологические карты</p> <p>Пояснительная записка</p>	<p>Следует установить: границы участков, отводимых для производства работ (цех, пролет, участок территории); расположение существующих, не подлежащих реконструкции, возводимых, реконструируемых, разбираемых зданий и сооружений; расположение существующих инженерных сетей с выделением функционирующих и обозначением мест примыкания новых сетей к имеющимся переключаемым сетям; пути транспортирования строительных материалов, машин, оборудования; безопасные проходы рабочих в зону производства СМР, к временным зданиям и используемым строениями постоянным пунктам бытового обслуживания работников предприятия; зоны повышенной опасности СМР</p> <p>Должны быть определены: порядок совмещения строительных работ и технологических процессов реконструируемого производства, сроки временной остановки предприятия, корпуса, цеха</p> <p>Увязать с производственными процессами цеха. Должны быть определены: условия работы строительных машин и механизмов вблизи существующих зданий и сооружений, порядок перемещения рабочих завода в зоне проведения СМР. Средства и способы защиты технологического оборудования и инженерных коммуникаций при производстве СМР; средства защиты строителей от вредного воздействия производственной среды цеха; специальные требования по обеспечению охраны труда, пожаро- и взрывобезопасности</p> <p>Указать порядок движения транспорта и строительных машин, расположение и передвижение их в пределах рабочих зон. Должны быть обоснованы объемы работ и сроки доостановочного и остановочного периодов реконструкции; выделены объемы работ, выполняемые силами заказчика; определены потребности и возможность обеспечения в энергоресурсах для производства СМР за счет использования действующих мощностей предприятия, возможности использования технологического транспорта реконструируемых цехов для тяжелых работ; указаны правила безопасности работ, учитывающие специфику реконструируемого предприятия, но не описанные в технологических картах</p>

ганизации, службы заказчика — ответственного лица, назначенного приказом директора предприятия.

Производство работ в остановочный период осуществляют под постоянным наблюдением ответственного представителя заказчика, имеющего право привлекать для решения оперативных вопросов соответствующие службы реконструируемого предприятия.

В чертежах ППР на разборку существующих конструкций должна быть установлена ее последовательность, указаны способы строповки, приведена техническая характеристика применяемых машин и механизмов. При разборке здания вручную или с применением пневматических или электрифицированных инструментов следует давать схему установки и крепления лесов для выполнения этих работ и разработать чертежи защитных ограждающих настилов.

При надстройке здания необходимо уточнить последовательность и методы производства работ, мероприятия по надзору за устойчивостью и прочностью конструкций. Должны быть приведены расчеты по несущей способности элементов наращиваемого здания при установке на них или крепления к ним подмостей, монтажных приспособлений.

При пристройке здания особое внимание следует уделить методам производства работ в местах примыкания старой и новой его частей, способам разборки ограждающих конструкций. Сроки ведения работ согласовывают с руководством цеха и предприятия.

Строительные генеральные планы, входящие в состав ППР, разрабатывают на каждый период реконструкции или возведения здания на территории действующего предприятия.

На объектном стройгенплане обычно указывают расположение приобъектных постоянных и временных транспортных путей, сетей водо- и электроснабжения, канализации, связи; монтажных кранов, механизированных установок, временных инвентарных зданий, сооружений и устройств, используемых для нужд строительства.

При производстве работ в условиях действующих предприятий необходимо дополнительно наносить: существующие в пределах монтажных зон инженерные коммуникации (как действующие, так и отключенные); трассы транспортирования строительных конструкций и монтажных механизмов по территории действующего пред-

приятия и внутри существующих цехов, монтажные проемы и трассы безопасного прохода рабочих в монтажную зону, к временным зданиям и постоянным пунктам бытового обслуживания; внутризаводские и внутрицеховые транспортные и грузоподъемные средства, передаваемые монтажным организациям для производства работ; зоны повышенной опасности при производстве монтажных работ; подземные и наземные сооружения (фундаменты под оборудование, тоннели, подвалы, установленное технологическое оборудование) в зоне производства работ.

При разработке стройгенпланов следует предусматривать использование инженерного хозяйства и существующих зданий и отдельных помещений реконструируемых предприятий, что позволяет в большинстве случаев сократить затраты строительно-монтажных организаций на технологическую подготовку производства работ, уменьшить продолжительность подготовительного периода и максимально освободить зону ведения работ.

При расчетах потребности строительно-монтажных организаций в электроэнергии, кислороде, сжатом воздухе, воде, паре необходимо учитывать возможность использования резервных мощностей предприятия, образующихся во время останова производства на реконструкцию.

При выборе путей транспортировки конструкций, полуфабрикатов, строительных машин в зону производства работ необходимо максимально использовать существующие внутризаводские сети железных и автомобильных дорог. Внутризаводские трассы автомобильных дорог должны быть проверены на достаточность высотных и плановых габаритов для транспортирования длинномерных конструкций.

Если подъездные дороги проходят над существующими подземными сооружениями или вблизи от них, проектная организация должна проверить возможность восприятия транспортных и монтажных нагрузок и при необходимости выдать решение по их усилению.

Если размеры складов не позволяют создавать нормативные запасы конструкций и оборудования, рекомендуется их монтировать непосредственно с транспортных средств с устройством промежуточных площадок для складирования и укрупнительной сборки на территории, согласованной с предприятием.

При разработке ППР необходимо разделять подгото-



вительные работы на внеплощадочные, внутриплощадочные и внутрицеховые.

К внеплощадочным подготовительным работам относятся: реконструкция подъездных железнодорожных путей, автомобильных дорог, линий электропередачи с трансформаторными подстанциями, водопроводных сетей с заборными сооружениями, канализационных коллекторов с очистными сооружениями.

К внутриплощадочным подготовительным работам относятся: восстановление и расширение геодезической разбивочной основы для реконструкции; устройство временных, реконструкция существующих и строительство новых внутриплощадочных автомобильных и железных дорог, перекладка существующих и строительство новых внутриплощадочных сетей водо- и энергоснабжения, канализации, телефонной и радиосвязи; снос не используемых в процессе реконструкции строений; организация площадок укрупнительной сборки оборудования и конструкций (строительных и технологических); устройство защитных и ограждающих конструкций и приспособлений для создания безопасных условий производства строительно-монтажных работ; освобождение и устройство подкрановых путей для монтажных кранов.

К внутрицеховым подготовительным работам при реконструкции без остановки или с частичной остановкой предприятия относятся: устройство новых инженерных коммуникаций и сетей, которые можно выполнить, не мешая эксплуатационному режиму реконструируемого предприятия; освобождение и подготовка помещений внутри реконструируемого здания (или в других зданиях) для временного размещения части демонтируемого технологического оборудования в период реконструкции соответствующего участка, демонтаж этого оборудования и монтаж на новом месте; установка грузоподъемных машин и механизмов для демонтажа существующего и последующего монтажа нового технологического оборудования, выполнения строительно-монтажных работ; изготовление и установка ограждений и навесов для защиты людей и оборудования; доставка в зону монтажа технологического оборудования; укрупнительная сборка технологического оборудования и конструкций.

К внутрицеховым работам доостановочного периода и реконструкции предприятия с полной остановкой относятся: доставка на объект и укрупнительная сборка

технологического оборудования, строительных и технологических конструкций; устройство монтажных проемов в ограждающих конструкциях; монтаж подъемно-транспортного оборудования (временно или постоянно эксплуатируемого), используемого для демонтажа и монтажа конструкций; перенос существующих и прокладка новых сетей и инженерных коммуникаций в объеме, не нарушающем эксплуатационный режим реконструируемого производства; подготовка к демонтажу и разборке несущих и ограждающих конструкций зданий и частичное выполнение этих работ без нарушения эксплуатационного режима реконструируемого производства; усиление строительных конструкций зданий в соответствии с проектной документацией; выполнение мероприятий по охране труда и производственной санитарии в условиях действующего производства для строителей и эксплуатационников.

Состав работ подготовительного и доостановочного периодов может видоизменяться и дополняться в зависимости от особенностей реконструируемых производств.

Подготовительные работы технологически увязывают с основными строительными-монтажными, обеспечивая фронт работ строителям.

В остановочный период выполняют те работы, которые возможны только после остановки производства: демонтаж оборудования и строительных конструкций (часть можно выполнить в доостановочный период); усиление существующих фундаментов под оборудование и каркасы зданий или устройство новых взамен разобранных (разрушенных); монтаж строительных конструкций, оборудования, энергетических сетей (часть можно выполнить в доостановочный период); устройство стен наружных и внутренних (часть можно выполнить в доостановочный период); кровельные и отделочные работы, устройство полов (часть можно выполнить в доостановочный период); индивидуальные испытания и комплексное апробирование технологического оборудования по узлам.

Поставляют оборудование, конструкции и материалы в остановочный период с заводского (приобъектного) склада по заранее разработанным и согласованным с заказчиком почасовым графикам.

**ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ  
ПО РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ****16.1. Подготовка производства, подбор машин  
и механизмов**

Общая подготовка осуществляется заказчиком с участием проектных и строительных организаций и включает предпроектную подготовку (разработка технико-экономического обоснования, подготовка исходных данных на проектирование), обеспечение проектно-сметной документацией и перспективное планирование реконструкции.

Основные этапы подготовки: формирование перспективного плана, титульного списка, пусковых комплексов и годовой программы строительно-монтажных организаций; приемка, рассмотрение и согласование проектно-сметной документации; подготовка производственно-технологической комплектации; подготовка технологических процессов и формирование бригад. Эти этапы подготовки строительного производства присущи и новому строительству.

Как при новом строительстве, так и при реконструкции важнейшая задача подготовки строительного производства — выбор эффективной системы строительных машин. Осуществление комплексной механизации при реконструкции означает выполнение всех видов строительно-монтажных работ и технологических процессов (как основных, так и вспомогательных) механизированным способом. Главное условие высокой эффективности комплексной механизации — выбор экономически целесообразного ее варианта для данного реконструируемого объекта с учетом сложности производства механизированных работ, связанных со специфическими условиями реконструкции.

Выбор экономически целесообразного варианта комплексной механизации осуществляют в два этапа. На первом выявляют системы машин, которые по техническим характеристикам и эксплуатационным качествам могут выполнять работы в условиях данного объекта. На втором этапе из выявленных систем машин отбирают экономически целесообразный вариант комплексной механизации и оценивают его эффективность. Рекомендуется выбирать этот вариант не по отдельным видам работ

и реконструируемым объектам, а по всему их комплексу, включающему все виды механизированных работ на всех объектах за планируемый период. Такой подход обуславливается спецификой производства строительного-монтажных работ в условиях реконструкции, когда наиболее эффективна такая система, в состав которой входят универсальные машины, способные выполнять несколько механизированных процессов. В зависимости от характеристик машин система может быть для определенных узлов или участков объекта, наиболее соответствующих условиям выполнения работ. Примеры таких средств механизации — навесное оборудование на базе трактора Т-150К для производства погрузочно-разгрузочных и земляных работ в стесненных условиях, а также разборки полов, транспортирования грунта и разбираемых конструкций, комплект навесного оборудования на базе крана КБ-160.2 для подачи грузов в проемы зданий; низкогабаритные самоходные платформы большой грузоподъемности и маневренности с низкими удельными нагрузками на основание, обеспечение технологической оснасткой для навешивания сменного оборудования различного назначения.

Целесообразными для условий реконструкции являются такие варианты комплексной механизации, которые базируются на малогабаритных, универсальных и мобильных машинах. Данные системы машин работают в стесненных условиях на оптимальных режимах, имеют многоцелевое назначение, их можно быстро перебазировать на любой участок реконструируемого предприятия. Эти качества наряду с невысокой стоимостью, повышенной надежностью и экономичностью характеризуют указанные комплекты как наиболее эффективные при реконструкции.

## 16.2. Земляные работы

В условиях реконструкции жилых и общественных зданий малый объем работ, рассредоточенность объектов реконструкции, сложность переброски машин в условиях города, стесненность дворовых территорий с густой сетью подземных коммуникаций, наличие уплотненных грунтов высоких категорий с включениями строительного мусора, камней и металла чрезвычайно осложняют механизацию земляных работ.

Для отрывки котлованов и траншей, а также их за-

сыпки эффективны малогабаритные одноковшовые экскаваторы различной вместимости ковша и микробульдозеры. Кроме одноковшовых экскаваторов на указанных работах применяют экскаваторы непрерывного действия и буровые машины на базе тракторов.

Разработанный специально для нужд реконструкции электрогидравлический экскаватор предназначен для земляных и погрузочных работ внутри реконструируемых зданий, при углублении подвалов под встроенные помещения, отрывке траншей под фундаменты вновь возводимых внутренних стен, при отрывке приямков под установку фундаментов колонн.

Процесс рытья ям, небольших шурфов для установки опор и столбов осуществляют с помощью бурильных и бурильно-крановых машин. В зависимости от конкретных условий (глубины и диаметра ям, прочности грунта, его засоренности камнями) эффективны различные ямокопатели: ручные механизированные, садовые, универсальные и горные.

На операциях по засыпке грунта, выполняемых в стесненных условиях, наряду с микробульдозерами находят применение фронтальные и грейферные погрузчики, одноковшовые экскаваторы с оборудованием погрузчика и грейфера, экскаваторы-планировщики, при уплотнении грунта — пневматические и электрические трамбовки, а также самопередвигающиеся вибрационные плиты и отбойные молотки со специальными насадками.

Экономическая эффективность механизации рассредоточенных работ малых объемов (в частности, земляных работ) во многом зависит от степени универсальности машин. Использование в этих условиях узкоспециализированных машин оказывается нерациональным.

Внутрицеховые земляные работы, производство которых связано с остановкой технологического оборудования, следует выполнять, как правило, в два периода: до-остановочный и остановочный. На каждый из них следует разрабатывать проект производства работ. В первый период доставляют необходимые машины, конструкции и материалы, выполняют подготовительные работы по разрушению полов и фундаментов, разборке ограждающих конструкций для устройства въездов, мероприятия по усилению существующих конструкций зданий. Во второй период выполняют работы по устройству земляных сооружений.

При реконструкции объектов, построенных в довоенный период, до начала земляных работ необходим поиск трасс существующих инженерных коммуникаций.

При реконструкции объектов земляным работам часто предшествуют трудоемкие процессы по разборке существующих бетонных оснований и полов. Если полы в результате длительной эксплуатации и воздействия агрессивной среды нельзя повторно использовать, их разрушают с помощью экскаваторов, оборудованных клин-бабой, и навесными пневмомолотками большой мощности.

При возведении конструкций и сооружений нулевого цикла особое внимание уделяют устойчивости и способам крепления стенок котлованов и траншей, так как от этого зависит целостность близко расположенных участков пола и фундаментов, находящихся под нагрузкой.

Наиболее часто в стесненных условиях реконструкции применяют следующие виды креплений стенок выемок: инвентарные щиты, анкерные консольные, подкосные, распорные из дерева, железобетона, металла или комбинированные.

Разрабатывать грунт следует, как правило, с использованием землеройных и землеройно-транспортных машин (экскаваторов, бульдозеров, одноковшовых погрузчиков), снабженных сменным оборудованием и рабочими органами для механизации основных трудоемких процессов.

Более 40 % земляных работ при реконструкции промышленных объектов выполняют универсальными одноковшовыми экскаваторами. Их используют для разработки котлованов и траншей, колодцев и приямков, для обратной засыпки и погрузки грунта в транспортные средства.

Вид экскавационного оборудования выбирают в зависимости от глубины котлованов и траншей, объема и группы разрабатываемого грунта, наличия креплений стенок котлованов и траншей, объемно-планировочных решений реконструируемых зданий и сооружений.

Габариты землеройных и транспортных машин должны соответствовать фронту работ (высоте первого этажа, сетке колонн, наличию установленного оборудования) и обеспечивать разработку максимальных объемов грунта механизированным способом.

При транспортировке грунта в стесненных условиях внутри действующих цехов, где нельзя применить авто-

транспорт, используют малогабаритные средства внутрицехового транспорта — мототележки, а также микропозвожники.

Для погрузки, перемещения и обратной засыпки грунта, а также зачистки и планировки дна выемок в стесненных условиях (узких проездах, траншеях, котлованах внутри зданий) применяют бульдозеры (микробульдозеры). В отдельных случаях, в зависимости от изменений условий производства работ, целесообразно при разработке грунта последовательно чередовать типы машин.

Обратную засыпку пазух при большом фронте работ выполняют бульдозерами. При наличии фундаментов и оборудования грунт, подготовленный к обратной засыпке, подают к месту его укладки с помощью грейферного оборудования.

В стесненных условиях грунт рекомендуется уплотнять с помощью вибротрамбующих органов, выполненных как постоянное или сменное навесное оборудование к серийно выпускаемым кранам, тракторам и экскаваторам. В особо стесненных местах применяют электротрамбовки. Толщину уплотняемого слоя назначают в зависимости от условий производства работ, видов грунтов и применяемых средств уплотнения по результатам опытного уплотнения.

В местах обратных засыпок, где невозможно обеспечить качественное уплотнение грунта, полученного при разработке котлована или траншеи, обратную засыпку производят только малосжимаемыми грунтами.

### **16.3. Демонтаж, разборка и разрушение строительных конструкций**

В процессе разборки зданий осуществляют работы по демонтажу, разборке, частичному и полному разрушению конструкций.

Демонтаж строительной конструкции — механизированный процесс по ее удалению в неразрушенном виде с использованием грузоподъемных, такелажных и транспортных средств. В процессе демонтажа конструкций производят частичное разрушение отдельных крепежных и связевых элементов.

Разборка строительной конструкции — процесс по частичному ее разрушению с целью членения на отдельные элементы и с последующей их вывозкой.

Демонтаж и разборка конструкций могут осуществляться поэлементно и укрупненными блоками.

Демонтаж укрупненными блоками имеет ряд преимуществ по сравнению с поэлементной разборкой, в частности сокращаются сроки производства работ, в 1,5...2 раза уменьшается их трудоемкость, повышается безопасность работ и культура производства.

В особых случаях может производиться демонтаж целиком надземной части зданий и сооружений (административно-бытовые одноэтажные здания, высокие дымовые трубы, опоры ЛЭП и др.). При этом демонтируемую часть здания или сооружения освобождают от связей с фундаментами и в целом виде передвигают на другое место или с помощью специальных транспортных средств перевозят за пределы осваиваемой строительной площадки.

Демонтаж конструкций здания выполняют, как правило, в процессе их замены. При этом работы по демонтажу заменяемых и монтажу новых конструкций ведут в большинстве случаев одними и теми же монтажными машинами, что позволяет рассматривать механизацию демонтажных и монтажных работ как единый комплексный процесс.

Поэлементную разборку строительных конструкций осуществляют вручную или с применением ручных машин в целях максимального выхода материалов для их повторного использования. Вручную производят разборку, как правило, отделочных декоративных, деревянных и мелких металлических конструкций. Разборку кирпичных и бутобетонных конструкций вручную выполняют только при небольшом объеме работ и в тех случаях, когда остальные способы по каким-либо причинам не могут быть использованы.

Способ разборки с использованием ручных машин довольно трудоемок и дорог. Из-за образования шума, пыли и вибраций этот способ следует применять при невозможности использования более производительных способов разборки (демонтажа).

Способы разрушения строительных конструкций и монолитных массивов различают в зависимости от применяемых средств: полумеханизированный (с применением пневматических и электрических ручных машин); механизированный (с применением машин и механизмов ударного и раскалывающего действия, тракторов, буль-



дозеров, стреловых кранов и экскаваторов в сочетании с различным навесным сменным оборудованием в виде шар- и клин-молотов, пневмо- и гидромолотов и др., автобетоноломов и скалоломов, гидравлических клиновых и цилиндрических раскалывателей); взрывной (буровой и гидровзрывной — с применением буровых установок, перфораторов, взрывчатых веществ и средств взрывания); электрогидравлический (с применением установок электрогидравлического эффекта); с применением расширяющихся при твердении смесей (табл. 16.1).

Для разделения конструкций при их разборке и для устройства проемов и отверстий в различных конструкциях применяют следующие способы: механическое сверление, бурение и резку с использованием ручных сверлильных машин и станков с твердосплавными и алмазными кольцевыми сверлами, буровых установок и перфораторов, машин и станков с алмазными отрезными дисками, гидравлического навесного оборудования и установок для срезки голов свай, электрических бороздоделов; газокислородную и термическую резку (кислородное копьё, газоструйное порошково-кислородное копьё, порошково-кислородный резак, реактивно-струйная горелка, термобур); электродуговую, плазменную и лазерную резку (установки электродугового плавления, плазменную и лазерную резку), гидроструйную резку (установки гидроструйного действия).

Полумеханизированный способ используют для разрушения монолитных бетонных, железобетонных и кирпичных сводчатых перекрытий, а также иных монолитных бетонных конструкций небольшого объема. Из-за трудности и высокой стоимости работ его применение ограничено.

Механизированный способ применяют: для разрушения сводчатых кирпичных, бетонных и железобетонных перекрытий (с применением клин-молотов на экскаваторе, кране); кирпичных стен и перегородок (с применением шар-молотов); бетонных оснований (автобетоноломами, рыхлителями ударного действия, гидро- и пневмомолотами от гидравлических экскаваторов); бетонных и кирпичных конструкций (гидро- и пневмомолотами, гидравлическими раскалывателями).

Взрывной способ при реконструкции промышленных зданий применяют для разрушения каменных, железобетонных и металлических конструкций, обрушения эле-

Таблица 16.1. Методы разрушения конструкций зданий и сооружений с применением различных машин и механизмов

Методы	Механизм разрушения	Способы разрушения и применяемые машины и механизмы
Механический	Создание напряжений от моментов, растяжений, среза путем статической нагрузки на конструкции	Слом ручным инструментом или передвижными механизмами. Использование грейферов. Разбивка с применением тяжестей. С использованием механизмов для создания давления. Взрыв с применением взрывчатых веществ.
Гермический	Сверление	Использование гидравлических щелевых механизмов Растачивание циркульным сверлением. Сострагивание ударным сверлением. Раскалывание колонковым бурением
	Прямое нагревание (теплопроводность и излучение), создание трещин, раскалывание, расплавление, выпаривание	Термическое разрушение кислородной, газовой и плазменной резкой, термитным расплавлением; электрической дугой; лучевым плавлением
	Энергетическое излучение	То же, с использованием лазера или электронного излучения
	Электромагнитная энергия	Термическое разрушение блуждающими токами с использованием микроволн и магнитных полей
Гидравлический	Размыв, кавитация, энергия падающей воды	Гидравлическая резка с использованием скорости напора воды (гидрантов)
Ультразвуковой	Кавитация, эрозия, растяжение, сжатие	Использование специальных приборов

ментов старых зданий и сооружений на их основе или в заданном направлении. При проведении взрывных работ следует обеспечить мероприятия по защите от воздействия воздушной ударной волны, разлета кусков взорванного материала и воздействия газов, что существенно увеличивает трудоемкость и сроки работ.

При выборе способов разборки и разрушения строительных конструкций учитывают выход годных к повторному использованию материалов. Выбор того или иного способа разборки и разрушения следует обосновывать в каждом конкретном случае технико-экономическими расчетами. На рис. 16.1 представлена схема последовательности разработки организационных решений по разборке зданий с учетом повторного использования конструкций и материалов.

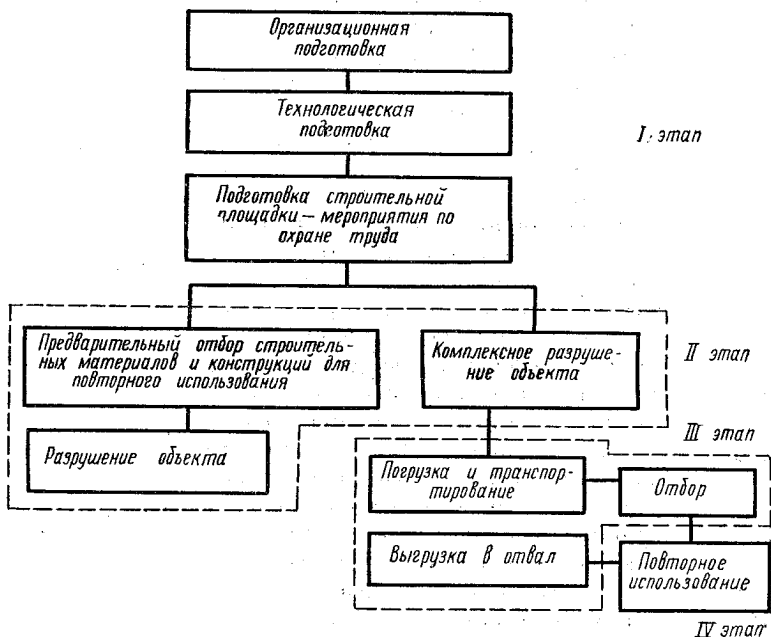


Рис. 16.1. Схема организации процессов разрушения конструкций: I этап — подготовка; II этап — разрушение; III этап — удаление обломков; IV этап — использование

В табл. 16.2 приведены рекомендации по выбору способов разрушения зданий и сооружений с учетом стоимости и продолжительности, а также стесненности производства.

До начала работ по разборке необходимо наметить места разъединения конструкций в соответствии с поэлементной схемой их удаления, установить временные крепления конструкций, а также устроить временные ограждения, настилы и защитные козырьки.

Первоначально демонтируют технологическое и специальное оборудование, КИПиА, электрические и слаботочные сети.

Разборку ведут, как правило, сверху вниз в следующем порядке: 1) технологические конструкции (трубопроводы, инженерные коммуникации, мачты, опоры, этажерки под оборудование, подъемники); 2) горизонтальные ограждающие конструкции (полы, кровля), вертикальные (ворота, двери, окна, витражи и несущие наружные и внутренние стены); 3) специальные конструкции (лестницы, смотровые площадки, пандусы, шахты, галереи, рельсовые пути); 4) горизонтальные несущие конструкции (фонари, плиты покрытий и перекрытий, фермы, балки, ригели, подкрановые балки); вертикальные (стены, колонны, стойки); 5) тоннели, подвалы, фундаменты.

Одноэтажные здания разбирают последовательным способом, включающим поэлементную разборку конструкций по всему зданию; комплексным, при котором здание разбирают посекционно, а также комбинированным. Многоэтажные здания следует разбирать поэтажно по отдельным секциям или по всей длине здания.

Разборку электросети следует начинать со снятия плафонов, патронов, выключателей, розеток, щитов и т. п., затем приступают к демонтажу проводки. Снятые провода следует разглаживать и сматывать в бухты.

При разборке инженерные сети и оборудование следует расчленять с помощью электрической или газовой резки. Непригодные чугунные трубопроводы разбирают без расчеканки раструба, места их соединения можно разбивать молотком. Все снятые элементы инженерного оборудования (раковины, умывальники, ванны, унитазы, смывные бачки, нагревательные приборы систем центрального отопления, водоразборные краны и т. д.) необходимо сортировать с отборкой годных для дальнейшей эксплуатации.

Таблица 16.2. Рекомендации по выбору оптимальных способов разрушения зданий и сооружений с учетом стоимости и продолжительности, а также стесненности производства

Способы разрушения	Стесненность		Предписания по безопасности работ			
	Свободный доступ. Возможно участие больших механизмов	Ограниченный доступ. Возможно участие механизмов с незначительной площадью	Очень ограниченный доступ. Возможно применение малых механизмов со стороны сноса	Не допустима сильная колебания (удары, вибрация)	Не допустимы сильные выделения газа, пыли и др. Промывка водой запрещена	Не допустим уровень шума свыше 80 дБ
Полумеханизированный снос с использованием ручных инструментов	—	—	+	+	+	+
Механизированный снос с использованием переносных инструментов	+	0	—	—	0	—
Механизированное стаскивание тросами	+	—	—	+	—	—
Механическое разрушение со стаскиванием	+	—	—	—	—	—
Механизированное выдавливание	+	0	—	—	0	—
Механизированный разрыв	+	—	—	—	0	—
Взрыв с использованием взрывных материалов	+	+	+	—	—	—
Гидровзрыв	—	0	+	+	+	+
Механизированная распиловка	—	—	+	+	—	—
Механизированное сверление	0	0	+	+	+	—
Механизированное бурение	—	—	+	+	—	0
Термическое разрушение плазменным горением или термитами	0	0	0	+	—	—
Термическая резка	0	0	+	+	—	+
Гидравлическое разрушение высоким давлением	—	—	0	+	—	0

Примечание. Предпочтительный способ для данных условий (+); применение метода возможно (—); применение метода не рекомендуется (0).

Кровлю обычно разбирают в два этапа: сначала — кровельное покрытие, а затем — основные несущие элементы кровли. Конструкцию рулонной кровли, содержащую утеплитель, снимают одновременно с утеплителем. Работы следует вести в поперечном направлении, начиная с самой высокой отметки кровли. В качестве инструмента можно применять легкие ломы, штыковые или совковые лопаты. Разбираемый материал следует опускать с помощью кранов в бадьях или специальных ящиках либо по закрытым желобам. Кровельное покрытие из рулонных материалов без утеплителя рекомендуется отрывать от сплошного основания стальной лопаткой, а участок его вдоль ската — отрезать ножницами.

Кровли из штучных мелких материалов разбирают поэлементно в порядке, обратном их устройству. При аккуратной разборке можно сохранить до 80...85 % материала.

При реконструкции многоэтажных зданий часто приходится разбирать междуэтажные перекрытия, которые обычно бывают из монолитного железобетона (плоскими или ребристыми), из кирпича в виде сводов или выполненными по металлическим балкам с деревянным или бетонным заполнением. Реже встречаются стальные перекрытия.

Исходными данными для разработки ППР (проекты производства работ) являются результаты обследования и обмеры (при отсутствии чертежей конструкций зданий).

Перекрытие по металлическим балкам с кирпичным заполнением в виде сводов наиболее целесообразно разбирать поперек по отношению к блокам, участками шириной до 2 м и длиной по размеру перекрытия (рис. 16.2).

Если почему-либо невозможно вести разборку перекрытия поперек, его разбирают вдоль участка, ограниченного двумя соседними балками, однако при этом до начала разборки следует между балками установить специальные распорки. Распорки могут быть из бревен диаметром 16...18 см, их устанавливают через 2...3 м по длине балок.

Работу по разборке сводчатых кирпичных перекрытий следует вести только с рабочих настилов из досок на сшивных планках, укладываемых по балкам перекрытия. Настилы имеют ширину 60...80 см.

Цилиндрические кирпичные своды разбирают отдель-

ными участками шириной 0,8...1 м от торцевых стен с середины дуги к опорам одновременно с двух сторон. Последний средний участок обрушивают подсечкой основания опор.

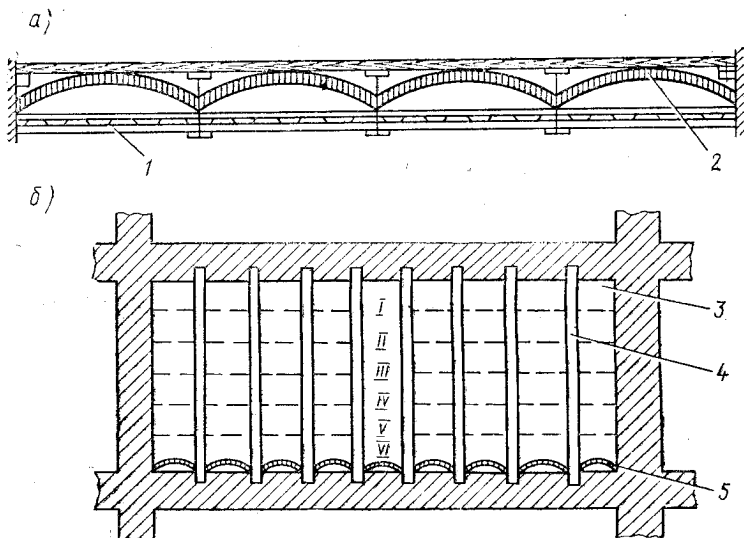


Рис. 16.2. Схема разборки сводов между стальными балками: I...VI — очередность разборки сводов; а — расположение деревянных распорок между стальными балками; б — разборка сводов поперечными участками; 1 — деревянная распорка; 2 — кирпичный свод; 3 — поперечный участок разборки; 4 — стальная балка; 5 — свод на балке

Сомкнутые, крестовые, купольные и парусные своды разбирают по кольцевым зонам шириной 250 мм от центра (замка) к пятам (рис. 16.3).

При наличии сквозных трещин и выпадении отдельных кирпичей своды в зависимости от характера трещин и степени развития деформаций обрушают, расширяя трещины, или разбирают их по частям. Для разборки кирпичных сводчатых и монолитных железобетонных перекрытий следует использовать пневматические и электрические отбойные молотки.

Кирпичные стены старых зданий, сложенные на известковом растворе, обычно легко разбираются по плоскостям отдельных кирпичей. Поэтому основная масса кирпичей может быть повторно использована. Однако

при разборке такой кирпичной кладки образуется значительное количество пыли.

Разборка кирпичной кладки на цементно-известковых растворах требует значительно больших усилий. При этом кирпич и раствор разламываются на большие глы-

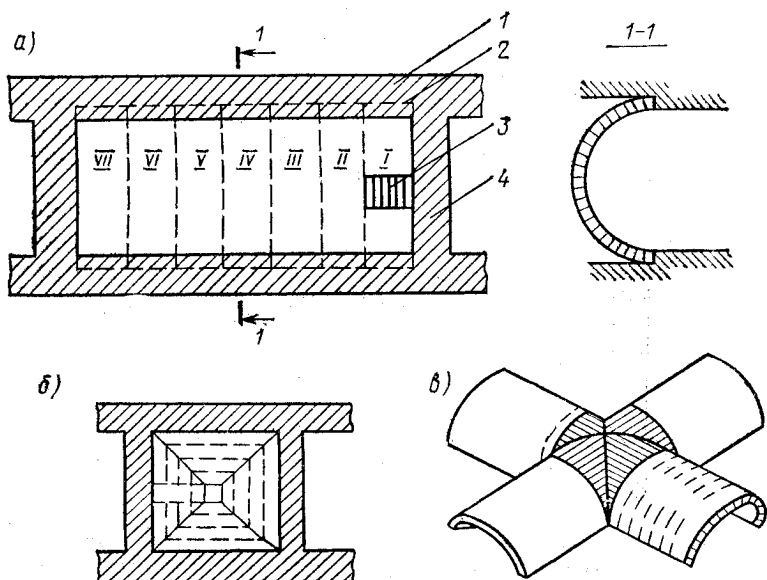


Рис. 16.3. Схема разборки цилиндрического (а), сомкнутого (б) и крестового (в) сводов;

I...VII — последовательность разборки по участкам; 1 — опорная стена; 2 — пята свода; 3 — начало разборки; 4 — торцевая стена

бы и отделить кирпич от раствора практически невозможно. В этих случаях при разборке следует применять ручные машины.

Кирпичные стены обычно разбирают с лесов. Часто применяют инвентарные трубчатые леса, которые крепят к разбираемой стене в соответствии с типовым проектом на применение этих лесов. Для этого ввертывают, например, анкеры в деревянные пробки, забиваемые в предварительно пробитые шлямбуром гнезда, или используют инвентарные анкеры-пробки. Порядок установки и последовательность их разборки должны быть изложены в ППР.



Кирпичные стены в стесненных условиях действующего цеха разбирают по рядам обычно вручную с использованием ломов, легких кувалд, клиньев и кирок или полумеханизированным способом с помощью отбойных молотков. Все остальные способы в большинстве случаев оказываются неприемлемы. В зависимости от прочности кладки, толщины стены и применяемого инструмента разборку ведут на высоту двух или трех рядов.

Все работы по разрушению старых стен на каждом этаже необходимо начинать после полного окончания демонтажа конструкций перекрытий под этим этажом и выполнения мероприятий, обеспечивающих безопасность работающих в здании.

Один из методов, позволяющих осуществлять разборку внутренних и наружных стен большими площадями, был применен на одном из реконструируемых объектов в Москве. Метод исключает распространенную поштучную разборку здания из-за обрушения участков стен на перекрытие нижележащего этажа. Расчет перекрытий под нагрузку от падения участков стен позволяет определить размер перекрытия, способного выдержать падение на него элементов массой до 4 т.

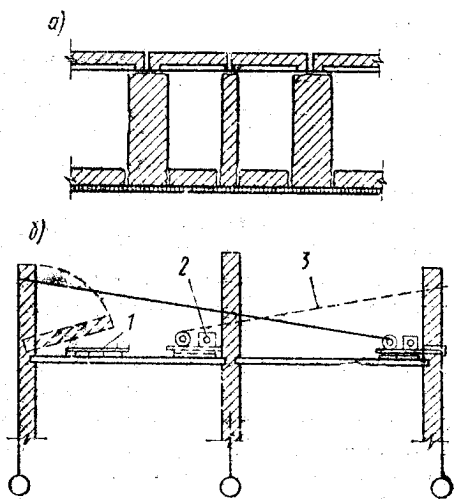


Рис. 16.4. Схема разборки стен:

*a* — расчленение стен на блоки; *б* — разборка простенков способом «валки на щит»; 1 — щит; 2 — лебедка; 3 — трос

По этим расчетам, в целях равномерного распределения нагрузки на перекрытие (рис. 16.4) от падающего кирпичного блока, изготавливается щит с каркасом из прокатного профиля с установленным на нем при помощи фиксаторов приемным бункером. Из бункера обломки конструкций перегружаются башенным краном в автотранспорт. Здание разбивается на захватки. На первой захватке выполняется отсечение перемычечной части стены от простенка. На второй, после демонтажа перемычек, осуществляется расчленение стен на блоки. На третьей захватке производится подсечка блока на уровне перекрытия и его обрушение.

Перед опрокидыванием блока на место его падения на тщательно убранный участок перекрытия укладывается приемный щит. Затем на блок крепится специально изготовленная струбцина с тросом от лебедки, установленной на перекрытии с тяговым усилием 45 т. С включением лебедки блок падает в приемный бункер щита и башенным краном подается в автотранспорт.

#### **16.4. Монтаж конструкций**

Монтаж и демонтаж строительных конструкций реконструируемых промышленных, гражданских и жилых зданий выполняют различными методами. Выбор метода и способа его осуществления определяется в основном объемом работ, степенью стесненности строительной площадки, условиями совмещения монтажных с другими видами строительно-монтажных работ, комплектностью поставки конструкций, номенклатурой имеющихся монтажных кранов, конструктивными решениями зданий, техническим состоянием демонтируемых конструкций и узловых соединений зданий, установленными сроками реконструкции.

Условия строительной площадки реконструируемого объекта должны способствовать наиболее эффективному использованию монтажных комплектов и ограничивать влияние параметров стесненности на эксплуатационную производительность ведущих машин. С этой целью в предмонтажный период в соответствии с проектом реконструкции должен быть полностью выполнен снос и перенос всех наружных объектов и сетей.

Уровень организации и темпы производства демонтаж-

ных работ во многих случаях определяют технологию и темпы монтажа строительных конструкций.

Основным материалом для изготовления сборных конструкций, предназначенных для реконструкции жилых, общественных и промышленных зданий, является железобетон.

К сборным железобетонным конструкциям, применяемым при реконструкции зданий и сооружений, предъявляется ряд специфических требований:

необходимость сочленения новых конструктивных элементов со старыми, что обеспечивает их совместную работу, восстановление нарушенных пространственных связей, прочность, жесткость и устойчивость как отдельных конструкций, так и здания в целом на всех этапах реконструкции;

невозможность устройства протяженных опор в существующих стенах для установки новых конструкций вследствие опасности обрушения;

ограничение массы и геометрических размеров сборных железобетонных конструкций и монтажных блоков после укрупнительной сборки из условий вписываемости монтажных машин соответствующих грузоподъемностей и оптимальной проходимости конструкций при их монтаже.

Увеличение грузоподъемности машин при ограниченных рабочих зонах и, следовательно, габарита машин, повышение уровня мобильности, универсальности и проходимости дают возможность применять для реконструкции жилых зданий более индустриальные конструкции, производить их монтаж укрупненными блоками.

При реконструкции общественных зданий монтаж строительных конструкций может быть усложнен не только стесненной строительной площадкой, внутренней планировкой объекта, но и крупногабаритностью строительных конструкций, относительно высокой отметкой их проектного положения, значительной массой конструктивных элементов.

В зависимости от степени износа строительных конструкций, последовательности их демонтажа, объемов и порядка их усиления, количества сменяемых междуэтажных перекрытий и используемых монтажных машин при реконструкции многоэтажных зданий монтаж конструкций производится по горизонтали (поэтажный) либо по вертикали (на всю высоту определенного пролета).

Поэтажный монтаж целесообразно вести при незначительной смене междуэтажных перекрытий, относительно малом объеме работ по усилению колонн и ригелей применяемыми при монтаже кранами «в окно» и подвесными монорельсовыми или канатными системами.

Монтаж конструкций по горизонтали соответствует комплексному методу организации монтажных работ, а по вертикали — дифференцированному.

При монтаже конструкций по горизонтали обеспечивается время технологического перерыва, требуемого для приобретения бетоном в стыках, сборно-монолитных конструкциях, элементах усиления достаточной прочности, позволяющей начинать монтажные работы на следующем этаже.

При вертикальном монтаже предпочтение должно отдаваться сварным соединениям посредством закладных деталей. Для временного закрепления элементов каркаса или усиления используют специальные кондукторы, фиксаторы и др.

Если проектом реконструкции предусмотрены значительные объемы работ по усилению существующих колонн и ригелей на всех этажах здания с применением монолитного бетонирования, то к монтажу конструкций приступают после завершения этих работ и приобретения бетоном в нижних усиливаемых конструкциях достаточной прочности.

В процессе усиления существующих конструкций и монтажа новых используют переносные монтажные площадки, инвентарные подмости, а для сварки закладных деталей — навесные металлические лестницы.

При производстве монтажных и демонтажных работ на реконструируемых промышленных объектах применяют все известные в новом строительстве методы монтажа. В то же время индивидуальность объемно-планировочных решений реконструируемых зданий, разнотипность внешней и внутренней стесненности, необходимость совмещения работ с основной деятельностью предприятия и со смежными строительно-монтажными работами, отличающаяся от нового строительства технологическая структура работ и другие факторы накладывают ряд ограничений на возможность применения тех или иных методов.

Для замены колонн внутри действующих производственных зданий часто применяют метод демонтажа колонн



и низа колонны между обоймами поворотного шарнира (не менее 400 мм) и срезки несущей арматуры колонну опускают включением в работу полиспаста, присоединенного к верхней части. Другой полиспаст вступает в работу только после наклона колонны на  $30^\circ$  к горизонту.

Железобетонные колонны демонтируют лебедками в том случае, когда работы внутри действующих цехов выполняются без демонтажа конструкций покрытия, а конструкции основного каркаса позволяют закрепить применяемую такелажную оснастку и воспринять дополнительные нагрузки, возникающие при демонтаже колонны и подкрановых балок.

Внутрицеховые перегородки в стесненных условиях целесообразно монтировать краном с телескопическим башенно-стреловым оборудованием. Такой способ применяют в цехах с высотой низа стропильных ферм до 15,6 м в местах, доступных для подхода крана.

В местах, недоступных для подхода и размещения стреловых кранов, подкрановые балки рекомендуется демонтировать и монтировать с помощью электролебедок и полиспастов.

Мелкоразмерные балки заменяют тяжелыми подкрановыми балками большего пролета при увеличении существующего шага колонн. Такую замену осуществляют с помощью самоходных стреловых кранов и наиболее часто лебедок и полиспастов, неподвижные блоки которых закрепляют на несущих конструкциях каркаса.

Подкрановые рельсы можно заменять самоходными стреловыми кранами, если их размещение внутри действующего цеха не вызывает больших затруднений. При невозможности прохода и размещения стреловых самоходных кранов для замены рельсов используют электролебедки (если несущие конструкции способны воспринимать дополнительные монтажные нагрузки).

На рис. 16.6 показан пример замены подкрановых балок через окна, устроенные путем разборки наружных стеновых панелей.

Фонарные конструкции одноэтажных промышленных зданий демонтируют с помощью различных средств механизации, включая использование кабельных, крышевых стреловых или козловых кранов.

Разбирать фонари с помощью кабельного крана рекомендуется при длине цеха до 400 м и массе монтируемых элементов до 1,5 т.

Демонтировать конструкции фонаря при их замене можно с помощью крышевых стреловых кранов. Этим достигается сокращение сроков работ. Во время спаренной работы кранов первый выполняет демонтажные, а второй — монтажные работы.

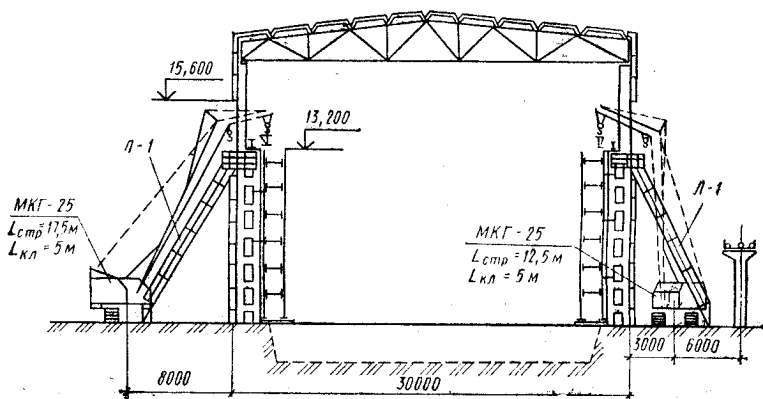


Рис. 16.6. Замена подкрановых балок в действующем цехе через оконные проемы

В зависимости от конкретных условий и характера выполняемых работ по замене покрытия используют различные типы подъемно-транспортных монтажных механизмов: кабельные краны (стационарные и передвижные), установщики мостового типа или мостовые краны (для демонтажа и монтажа крупными блоками), крышевые краны (козловые и стреловые), мостостреловые, самоходные стреловые и башенные краны. Последние три типа могут работать над крайними пролетами, а остальные механизмы — на крайних и средних пролетах. В отдельных случаях можно использовать вертолет.

Разбирать покрытия одноэтажных зданий при остановке производства можно с помощью самоходных стреловых кранов, передвигающихся по оси пролета, или специальных кранов, смонтированных на мостовых кранах.

При разборке и замене покрытий без остановки производства работы ведутся посекционно на отдельных участках. При этом разборку следует совмещать с монтажом новых конструкций.

Полную замену покрытия реконструируемых цехов

целесообразно выполнять крупными пространственными блоками при большой внутренней стесненности цеха. Для этой цели применяют установщики мостового типа или технологические мостовые краны. У одного из торцов реконструируемого пролета должна быть свободная площадка, достаточная для установки самоходного стрелового или башенного крана, а также для складирования и укрупнительной сборки конструкций.

В СССР накоплен большой опыт по использованию вертолетов при реконструкции зданий и сооружений. Так, при выборе возможных методов монтажа и демонтажа конструкций искрогасителей вагранок на Харьковском тракторном заводе предпочтение было отдано монтажу с помощью вертолета МИ-10К. В процессе реконструкции искрогасители демонтировались блоками, масса которых соответствовала грузоподъемности вертолета. Учитывая, что каждый искрогаситель был разбит на два блока, было выполнено в процессе демонтажных и монтажных работ 16 подъемов (рис. 16.7).

При реконструкции многоэтажных зданий, когда применяют конструкции массой до 3 т, в зависимости от ширины монтаж может осуществляться башенным краном, движущимся с одной стороны здания, с двух сторон или по центральной оси.

При монтаже тяжелых конструкций и незначительной

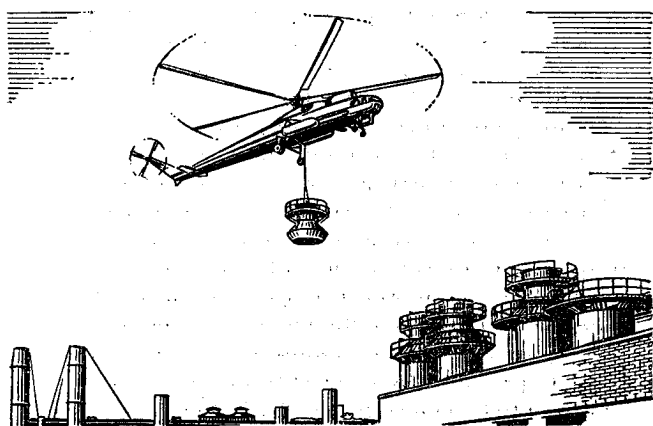


Рис. 16.7. Замена искрогасителей вагранок с использованием вертолета МИ-10К



стесненности площадки возможно использование двух башенных кранов.

При небольшой высоте каркасов монтажные работы производятся автомобильными, пневмоколесными и гусеничными кранами.

При реконструкции зданий большой высоты, когда используют значительное число мелких элементов, монтаж может осуществляться кран-мачтой, переставляемой вверх по мере усиления и монтажа нижележащих конструкций.

В практике реконструкции многоэтажных зданий для монтажа строительных конструкций нередко применяют самоподъемные башенные краны.

При отсутствии мостовых кранов или невозможности их применения элементы покрытия монтируют с помощью механизма, состоящего из крановой части автомобильного крана, установленного на ходовой платформе, передвигающейся по ездовым балкам, уложенным на верхние пояса стропильных ферм и перекладываемым по ходу работ.

Такая схема применяется при использовании крановых установок грузоподъемностью 7,5...16 т.

Простейшие грузоподъемные устройства используют для единичных подъемов, а также в весьма стесненных условиях, когда применение монтажных кранов экономически нецелесообразно или технически невозможно. К ним относятся монтажные мачты, переносные монтажные стрелы, мачтовые краны, лебедки, домкраты, монтажные балки, подвесные кран-балки, монорельсовые установки. С использованием простейших механизмов производят замену отдельных колонн внутри цеха с предварительным вывешиванием примыкающих несущих конструкций покрытия, т. е. переопиранием ферм на временные стойки; замену стеновых панелей, подкрановых балок и крановых путей в местах, недоступных для подхода и размещения монтажных кранов; усиление конструкций действующего цеха.

В условиях реконструкции промышленных предприятий можно использовать с высокой эффективностью при полной или частичной остановке производства мостовые краны. Область применения их расширится, если на них установить грузоподъемное оборудование и оснастку башенно-стреловых кранов — полноповоротную стрелу, башню и обоймы с радиальными кронштейнами, на кото-

рых установлены ходовые тележки (рис. 16.8, а). Применение таких мостостреловых кранов позволяет решить все вопросы, связанные как с демонтажом, так и с монтажом всех конструктивных элементов здания. Устанавливают сменную оснастку на мостовой кран в крайней торцевой ячейке пролета, где предварительно демонтируют покрытие самоходным стреловым краном, установленным вне габаритов цеха.

Вдоль пролета мостостреловым краном при движении от себя демонтируют конструкции старого покрытия, подкрановые балки и колонны, при движении крана «на себя» монтируют все новые конструкции каркаса здания. Применение таких кранов обеспечивает значительное повышение производительности труда.

Механосборочные цехи машиностроительных предприятий характерны наличием четко выраженных транспортных зон. Однако ширина их недостаточна для установки и перемещения в пролете самоходных стреловых кранов. В этих условиях можно применять переоборудованный башенный кран, перемещающийся по одной нитке рельсового пути, уложенного в транспортной зоне. Устойчивость его обеспечивается за счет жесткого сочленения с мостовым краном (рис. 16.8, б).

В действующих цехах мостовые краны можно использовать также для механизации работ при замене и рихтовке подкрановых балок и рельсов. Для этого их нужно оснастить поворотной стрелой, прикрепленной к главной балке или установленной на грузовой тележке крана (рис. 16.8, в).

Совершенствование монтажных кранов для условий реконструкции в сочетании с совершенствованием средств малой механизации сокращает затраты ручного труда, комплексно решает проблему механизации работ и способствует значительному росту производительности труда.

Многообразие объемно-планировочных и конструктивных решений, широкая номенклатура работ обуславливают разнообразие организационно-технологических решений в условиях реконструкции. Поэтому одной из основных задач в области дальнейшего повышения эффективности работ при реконструкции является разработка типизированных технологических схем производства работ и создание на их основе комплекта унифицированных монтажных средств и приспособлений.

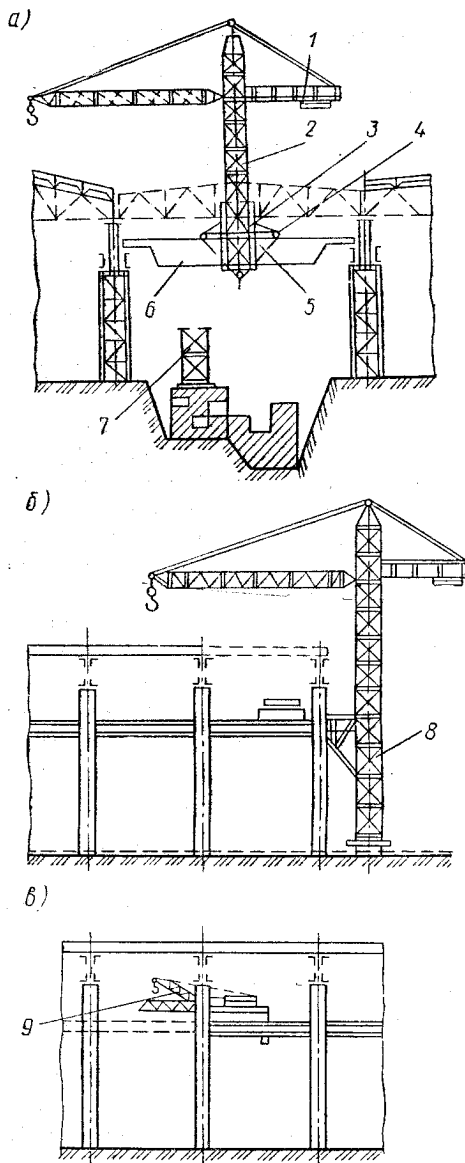


Рис. 16.8. Варианты использования мостовых кранов для монтажно-демонтажных работ:  
 1 — полноповоротная стрела; 2 — башня; 3 — обойма; 4 — кронштейны с ходовыми тележками; 5 — лебедка; 6 — электромостовой кран; 7 — самоходный мост; 8 — переоборудованный башенный кран; 9 — монтажная стрела

## 16.5. Бетонные работы при реконструкции

Для организации бетонных работ в условиях реконструкции при разработке ППР в дополнение к используемому при новом строительстве исходным данным необходимо учитывать: сведения об источниках получения бетонной смеси, опалубки и арматурных заготовок, данные о режимах выполнения работ в действующих цехах с указанием времени остановки производства и количества смен работы в сутки, сведения об использовании ресурсов предприятия (внешнего и внутрицехового транспорта, электроэнергии, воды, сжатого воздуха) и указания мест возможного подключения, а также другие сведения, отражающие особенности местных условий.

В ППР должны быть указания по увязке производства бетонных работ (установка опалубки и арматуры, транспортирование и уплотнение бетонной смеси) с функционированием действующего предприятия.

Особенно велики объемы работ при реконструкции фундаментов под новое технологическое оборудование, которое чаще всего требует реконструкции (перестройки, усиления, замены) или возведения новых фундаментов в стесненных условиях действующего производства. Эти фундаменты, как правило, сложны как по конструкции, так и по очертанию в плане, особенно под оборудование прокатных и мартеновских цехов, блюминги, турбоагрегаты, кузнечно-прессовое оборудование, шаровые мельницы горно-обогатительных комбинатов. Объемы монолитного бетона и железобетона в фундаментах и их номенклатура существенно отличаются в зависимости от отрасли промышленности.

Выбор способа производства бетонных работ зависит от условий производства, стесненности строительной площадки, глубины заложения и конструкции существующих фундаментов, грунтовых условий, высоты помещения, ширины пролета, шага колонн, доступности мест бетонирования.

Наиболее трудоемкими и дорогостоящими являются опалубочные работы, на производство которых затрачивается 40 % общих затрат труда и более 17 % стоимости работ.

Применение несъемной опалубки при возведении монолитных конструкций в действующих цехах позволяет сократить объемы и фронт работ, сроки реконструкции,

снизить трудо- и машиноёмкость, а также дает возможность максимально совмещать процессы. При этом вместо обычной опалубки применяют плиты оболочки заводского изготовления (железобетонные или армоцементные). Их монтируют вместо защитного слоя бетона, предусмотренного проектом, и оставляют в теле конструкции после бетонирования. При использовании несъемной опалубки из армоцементных или железобетонных плит достигается определенная экономия материалов, поскольку не нужно изготавливать специальные опалубочные формы, снижается трудоёмкость работ, так как отпадает необходимость в распалубливании конструкций.

Бетонную смесь в опалубку фундаментов подают преимущественно бетононасосами и пневмонагнетателями, бетоноукладчиками, автосамосвалами с бетоновозных эстакад и передвижных мостов, ленточными конвейерами.

Преимущество бетононасосов и пневмонагнетателей — высокая производительность, что позволяет выполнить большие объемы работ и обеспечить подачу бетонной смеси в любую точку фундамента независимо от его сложности и конфигурации. Эффективность этого фактора особенно заметно проявляется при совмещении работ и выполнении их в стесненных условиях. При этом на 25...30 % сокращаются трудоёмкость и себестоимость работ по укладке бетонной смеси по сравнению с подачей ее кранами.

Как показывает практика, в условиях реконструкции способ подачи бетонной смеси к месту укладки с помощью ленточных конвейеров и транспортеров эффективнее других. Он позволяет обеспечить большую производительность при меньшей трудоёмкости по сравнению, например, с подачей смеси кранами, создать любую трассировку транспортной магистрали, что имеет значение при организации работ в стесненных условиях действующего производства. Для бетонирования отдельно стоящих фундаментов и колонн при внутрицеховой реконструкции удобно также использовать автопогрузчик, оборудованный вибробункером.

Широкое применение при реконструкции жилых и общественных зданий находят монолитные железобетонные конструкции, которые по трудоёмкости успешно конкурируют со сборными вариантами решения перекрытий. Используют следующие типы конструкций: плоские

плиты перекрытий с опиранием по контуру или по двум сторонам (в зданиях пролетом до 6 м); ребристые (ребрами вверх) и пустотные перекрытия (для зданий пролетом свыше 6 м); ребристые по существующим металлическим балкам (ребрами вниз).

При реконструкции жилых зданий применяют железобетонные перекрытия с пустотными плитами, а также ребристые монолитные перекрытия (ребрами вниз); при реконструкции административных зданий — ребристые монолитные перекрытия (ребрами вниз), а также монолитные перекрытия по профилированному настилу.

Важным при этом является постоянное совершенствование технологии работ, в том числе организация:

централизованной доставки на объекты бетонной смеси, приготовленной на заводе; снижение трудоемкости опалубочных работ, которые составляют 45...50 % всех трудозатрат. Основными направлениями механизации опалубочных работ являются применение полносборной опалубки, что позволяет свести до минимума операции по ее монтажу и демонтажу;

централизованной заготовки арматурных элементов на предприятиях строительной индустрии, которая позволяет в условиях производства работ по реконструкции свести до минимума операции по заготовке и обработке арматуры.

Все это позволяет: гарантировать применение качественных смесей, тщательно отдозированных на заводе; исключить потери раствора на рабочих местах; экономить цемент и другие вяжущие за счет применения добавок, повышающих качество растворов и бетона; исключить из объема перевозок воду как составную часть растворов и бетонов; достигнуть качественно новых показателей в улучшении технологии строительно-монтажных работ.

## **16.6. Охрана труда при выполнении работ в условиях реконструкции**

При разработке ПОС и ППР необходимо руководствоваться требованиями действующих единых норм, правил и положений, разработанных и утвержденных Госгортехнадзором СССР, Энергонадзором СССР, Госстроем СССР, Государственной главной санитарной инспекцией Минздрава СССР; ВЦСПС и ЦК профсоюзов

и другими организациями, таких, как СНиП 3.01.01—85 «Организация строительного производства», «Руководство по организации строительного производства в условиях реконструкции промышленных предприятий, зданий и сооружений»; СНиП III-4—80 «Правила устройства электроустановок (ПУЭ)», «Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов» и др.

Производство земляных работ в зоне действующих подземных коммуникаций следует осуществлять под непосредственным руководством мастера или прораба, а в охранной зоне кабелей, находящихся под напряжением, или действующего газопровода, кроме того, под наблюдением работников электроснабжения или газового хозяйства. При обнаружении взрывоопасных материалов производство вскрышных работ немедленно прекращают до получения разрешения от соответствующих органов.

В особо сложных и ответственных случаях на производство земляных работ должен быть выдан наряд-допуск.

В условиях современных промышленных предприятий, для которых характерны насыщенная сеть подземных коммуникаций и высокая плотность застройки, прокладка трубопроводов традиционным траншейным способом сопряжена с рядом трудностей. Экономически и технически более целесообразно иногда на таких территориях вести бестраншейную прокладку.

Основной задачей при демонтаже строительных конструкций является удаление пришедших в негодность элементов или частей зданий и создание технологически необходимого фронта работ для монтажа новых конструктивных элементов и временно демонтированных.

Работу по демонтажу или ремонту отдельных конструктивных элементов начинают только после передачи объектов (получения допуска) заказчиком подрядчику для производства строительного-монтажных (демонтажных) работ.

До начала работ по демонтажу или разборке должны быть выполнены все предусмотренные в ППР мероприятия:

огражден участок производства работ и места, представляющие наибольшую опасность;

в зависимости от расположения входов (лестничных клеток); а также степени разборки здания определены

места входа работающих, установлены защитные настилы и козырьки;

вывешены у проходов к месту производства демонтажных работ предупредительные надписи (знаки) о категорическом запрещении входа на участок работ посторонним лицам и организован для предупреждения этого соответствующий надзор;

отключены магистральные водопроводные, электрические, газовые, теплофикационные, канализационные и другие сети и приняты меры против их повреждения;

заделаны оконные и дверные проемы, не предусмотренные в ППР в качестве входов;

подготовлены и установлены в зоне производства работ инвентарь, приспособления и средства для безопасной работы;

смонтированы и установлены машины, механизмы и оборудование, предусмотренные ППР и технологическими картами на виды работ;

временно усилены конструкции, служащие опорами для рабочих при ведении работ.

Перед началом демонтажных работ на реконструируемом объекте производят повторный осмотр конструкций для уточнения принятых проектных решений и возможности использования материалов и самих элементов в производственных целях. Осмотр осуществляют представители строительно-монтажной организации и заказчика.

Для предупреждения возможных обрушений в процессе производства демонтажных (при разборке) работ особо тщательно необходимо обследовать общее состояние конструкций и отдельных элементов здания, которые имеют непосредственную связь или сопряжены с демонтируемыми.

Порядок организации и проведения работ, связанных с огнем на промышленных предприятиях, относящихся к категории пожаро- и взрывоопасных, определяется особыми положениями и инструкциями, разрабатываемыми и утвержденными Госгортехнадзором и согласованными с органами Госпожнадзора. Однако во всех случаях разрешение на право проведения огневых работ на таких объектах выдается только главным инженером строительства или лицом, его замещающим.

При проведении огневых работ строительно-монтажная организация разрабатывает мероприятия по обеспе-



чению пожарной безопасности реконструируемого объекта, ставит в известность об этом пожарную охрану, назначает лиц, непосредственно отвечающих за соблюдение правил охраны труда на месте производства работ, инструктирует их и непосредственных исполнителей (электро- и газосварщиков, паяльщиков и др.) и после этого выдает письменное разрешение.

После реконструкции административно-бытовых помещений промышленных предприятий или части жилого дома работы по ремонту газовых коммуникаций и приборов, а также электрооборудования производят только после удаления людей из этих зданий.

Места производства электросварочных и газопламенных работ должны быть обеспечены первичными средствами тушения пожаров.

При выполнении огневых работ в случае наличия вблизи или под местом этих работ сгораемых конструкций последние должны быть надежно защищены от возгорания металлическими экранами или политы водой. Также должны быть приняты меры против разлета искр и попадания их на сгораемые конструкции, нижележащие площадки и этажи.

При замене конструкций фонаря или в целом конструкции покрытия промышленных пролетов огневые работы на высоте выполняют после подведения к верхним или нижним поясам стропильных ферм предохранительной сетки и уложенного поверх нее асбестового полотна. К огневым работам допускаются лица, прошедшие противопожарный техминимум, имеющие специальные квалификационные удостоверения и специальный талон на право допуска к огневым работам.

При реконструкции промышленных предприятий противопожарные мероприятия должны разрабатываться индивидуально по каждому объекту с учетом особенностей технологического процесса основного производства. Если здание цеха реконструируется без замены сгораемых конструкций, то последние должны быть в обязательном порядке обработаны огнезащитным составом.

При реконструкции промышленных предприятий строителям часто приходится работать при воздействии вредных производственных факторов: неблагоприятные метеорологические условия, запыленность, выделение токсичных веществ, загазованность, шум, вибрация.

Важнейшими мероприятиями по предотвращению

запыленности являются: изменение технологического процесса, максимальная герметизация аппаратуры, автоматизация и дистанционное управление процессами, связанными с пылеобразованием; увлажнение материалов (при разборке конструкций, резке кирпича, уборке мусора и пыли и др.); устройство местной вытяжной вентиляции в местах образования пыли; систематическая уборка рабочих мест; использование средств индивидуальной защиты.

Атмосферный воздух, окружающий строителей, при реконструкции сооружений постоянно загрязняется. Помимо пыли в рабочей зоне часто имеются примеси различных ядовитых и неядовитых газов, паров, туманов различного происхождения. В строительстве такими источниками являются: газы, выбрасываемые двигателями внутреннего сгорания различных механизмов (оксиды углерода и азота, углеводороды и альдегиды); аммиак, используемый при замораживании грунтов, ацетилен — при газовой сварке металлов, ацетон — при малярных работах и т. д.

К основным мероприятиям по защите работающих от производственных вредностей (тепловых выделений, запыленности, загазованности, паров) относятся: отключение (по возможности) источников загрязнения воздушной среды; использование дополнительной изоляции источников загрязнения; установка дополнительного тепло-, пыле-, газо-, влагоулавливающего оборудования; использование искусственной вентиляции и средств индивидуальной защиты.

Особое внимание необходимо уделять санитарно-техническим мероприятиям в местах выделения в воздух химических веществ, обладающих односторонним действием на организм. При наличии нескольких разновидностей газов с односторонним действием расчет вентиляции необходимо производить путем суммирования объемов воздуха, необходимых для разбавления каждого вещества в отдельности до его предельно допустимой концентрации.

Для защиты органов дыхания от окружающей загрязненной атмосферы применяют фильтрующие респираторы, фильтрующие и шланговые противогазы. Запрещается использовать фильтрующие респираторы для защиты органов дыхания при наличии в воздухе высоко-

токсичных веществ (синильная кислота, мышьяковидный и фтористый водород и т. д.).

Промышленные фильтрующие противогазы предназначены для защиты органов дыхания, глаз и кожи лица от воздействия газа, паров и аэрозолей, пыли, дыма, тумана.

Производственный шум на рабочем месте характеризуется уровнем звукового давления, дБ (Па), частотой и временем его воздействия. Защита от шума должна предусматривать: снижение шума в источнике его возникновения и на пути его распространения, применение акустических средств и средств индивидуальной защиты.

При реконструкции действующих цехов наиболее широко используют средства индивидуальной защиты в виде наушников, антифонов, защитных шлемов. При воздействии шумов с высокими уровнями (более 120 дБ) применяют шлемы.

Одним из средств снижения производственного шума непосредственно вблизи рабочего места являются акустические экраны, которые часто используют для защиты работающих от шума машин и агрегатов как в самом цехе, так и на открытом воздухе. Их устанавливают между механизмом и работающим, создавая звуковую тень. Значительное количество работ в условиях действующего предприятия сопряжено с воздействием на работающих вибрации, источником которой является технологическое оборудование цехов и применяемые для производства работ механизмы.

Для снижения воздействия вибрации на работающих наиболее широко применяют ботинки с вибропоглощающими вкладышами полусапоги из юфти с толстой четырехслойной резиновой подошвой, антивибрационные рукавицы.

Санитарно-бытовое обслуживание строителей в условиях действующего предприятия может быть организовано в следующих зданиях и помещениях: стационарно существующих бытовых комплексах, обслуживающих рабочих действующего предприятия; зданиях, расположенных на строительной площадке и подлежащих сносу; помещениях строящихся административных зданий промышленных комплексов, временно приспособленных для санитарно-бытового обслуживания строителей; инвентарных зданиях различного типа.

**ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ И УПРАВЛЕНИЕ РЕКОНСТРУКЦИЕЙ****17.1. Применяемые методы организации работ**

При реконструкции промышленных предприятий наиболее целесообразен узловой метод организации, планирования и управления строительством, в наибольшей степени учитывающий требования технологии промышленного производства. Сущность его — в целенаправленной деятельности организаций (проектных, строительных, монтажных, реконструируемого предприятия и др.) на узлах, формируемых в составе пускового комплекса, чтобы обеспечить самый короткий срок реконструкции. При этом методе на стадии ПОС разрабатывают следующую организационно-технологическую документацию: проекты узлов, укрупненный узловой сетевой график реконструкции, расчеты ресурсных показателей.

Проект узлов (при реконструкции) включает схемы разбивки реконструируемых зданий и сооружений на узлы, паспорта реконструируемых узлов, схемы технологической взаимоувязки узлов и последовательность их ввода. Его разрабатывают обязательно с участием генеральной проектной организации, согласовывают с заказчиком, генеральной подрядной организацией, основными строительными организациями, участвующими в проведении реконструкции, и утверждают в вышестоящей организации.

Укрупненный узловой сетевой график служит для установления последовательности и сроков выполнения основных строительно-монтажных работ на каждом узле и продолжительности реконструкции в целом.

Применение узлового метода реконструкции позволяет обеспечить максимальное совмещение процессов путем организации поточного производства работ.

При реконструкции зданий, сооружений, технологических узлов, участков с остановкой производства рекомендуется применять поточно-скоростной метод, характеризующийся максимальным совмещением составляющих строительно-монтажных процессов или строительных потоков при наибольшей их интенсивности, в результате чего достигаются минимальные сроки реконструкции.

При реконструкции промышленных объектов возмож-

ны три основных варианта очередности реконструкции технологических узлов: последовательный, параллельный и параллельно-последовательный.

При последовательном варианте увеличивается продолжительность строительно-монтажных работ. Однако последовательная реконструкция обычно производится без остановки основного производства и уменьшения выпуска продукции за счет создания запасов узлов и деталей, временного их производства на свободных или резервных площадях.

При параллельном варианте — производство строительно-монтажных работ совмещено во времени и пространстве на всех узлах реконструкции, а также с основным производством. В связи с тем что все технологические узлы реконструируются одновременно, продолжительность строительно-монтажных работ минимальная и равна продолжительности реконструкции узла с наибольшими объемами строительно-монтажных работ. Однако из-за остановки основного производства и выполнения строительно-монтажных работ в стесненных условиях сложившегося генерального плана предприятия затрудняется применение прогрессивной технологии строительно-монтажных работ, что вызывает перерывы в работе, усложняет организацию материально-технического снабжения.

Параллельно-последовательный вариант очередности реконструкции характеризуется несколько большей продолжительностью проведения работ, чем параллельный. Реконструкция возможна без остановки производства за счет создания межузловых запасов полуфабрикатов и последовательного ввода ветвей параллельных технологических линий. Условия производства строительно-монтажных работ позволяют использовать поточный метод организации.

## **17.2. Управление реконструкцией**

Управление реконструкцией жилых и общественных зданий не представляет особой сложности в связи с незначительными объемами работ, поэтому осуществляется руководством ремонтно-строительных организаций, ведущих реконструкционные работы.

Реконструкция промышленных предприятий требует системного подхода к проектированию, финансированию,

подбору рациональной технологии и поузловой организации строительно-монтажных работ на основе непрерывного планирования.

Ответственность за реконструкцию в целом несет предприятие-заказчик. Координацию работы всех участников реконструкции осуществляет межведомственная комиссия — координационный штаб, который создают в период подготовки к реконструкции. Примером управления реконструкцией крупных промышленных предприятий координационным штабом является управление реконструкцией сложных промышленных объектов, которыми являются заводы «Серп и молот», Харьковский тракторный завод. В состав координационных штабов входят представители руководства реконструируемого предприятия, проектного института и генерального подрядчика. В зависимости от условий и масштабов реконструкции к работе в координационном штабе привлекаются представители управлений: автотранспортного, коммунального хозяйства, энергетического, территориально-распорядительного, Главснаба республики и основных субподрядных организаций. Возглавляет штаб представитель одной из основных организаций-участниц реконструкции, назначенный по взаимному соглашению.

Координационный штаб должен координировать и контролировать прогнозирование и перспективное планирование реконструкции промышленного предприятия; деятельность заказчика, проектных и генподрядной строительной организаций, обеспечение полноты и своевременности поступления проектно-сметной документации и поставки оборудования, оформление финансирования; соблюдение сроков ввода в действие объектов реконструкции и предоставления фронта работ; взаимоотношения заказчика, проектной и генподрядной организаций.

Координационный штаб собирается по мере необходимости или по установленному графику. Его оперативный орган — рабочая группа, в состав которой входят представители производственного отдела СУ (треста) генерального подрядчика, ОКСа реконструируемого предприятия, авторского надзора генерального проектировщика. Руководителем рабочей группы назначается один из них по решению координационного штаба. Необходимую информацию группа получает из диспетчерского центра генподрядной строительной организации.

Основными плановыми документами для организации комплексной узловой реконструкции на основе непрерывного планирования является комплексный укрупненный график реконструкции предприятия на пятилетие, поквартальные и недельно-суточные планы. Комплексным укрупненным графиком устанавливаются сроки, продолжительность и последовательность выполнения мероприятий и работ отраслевого министерства, планирующих органов, дирекции предприятия, проектного института и строительных организаций, начиная от определения цели реконструкции до ввода в эксплуатацию реконструируемых объектов и выпуска продукции.

Комплексный укрупненный график разрабатывается в виде сетевой или линейной модели рабочей группой координационного штаба с привлечением при необходимости специалистов проектного института, заказчика и генподрядной организации. Комплексный укрупненный график рассматривается и утверждается координационным штабом. В дополнение и развитие его разрабатывают перспективный график организации узловой реконструкции предприятия, который содержит перечень всех объектов и объем капитальных вложений на реконструкцию каждого из них с распределением по годам.

Для управления и контроля за ходом реконструкции разрабатывают организационно-техническую документацию. На основании ее, а также информации, поступающей с реконструируемого объекта, руководство штабом определяет задачи и вопросы, которые нужно решать на очередном заседании. Подготавливает заседание рабочая группа штаба. Организационно-техническую документацию разрабатывают на пять кварталов к 1 июля года, предшествующего планируемому периоду, на основе следующей исходной информации, представляемой:

дирекцией реконструируемого предприятия — заказчиком (пятилетний план реконструкции с разбивкой по годам, технологические схемы выпуска продукции, титульные списки на реконструкцию, проектно-сметная документация, сроки освобождения территорий и представления фронта работ под реконструкцию, данные о поставках технологического оборудования);

генеральной проектной организацией (характеристика генподрядной и субподрядной строительных организаций — годовые объемы строительно-монтажных работ, структура, оснащенность средствами механизации, транс-

портом, рабочими; технико-экономические показатели деятельности, уровень технической готовности объектов реконструкции; нормы продолжительности и трудоемкости основных общестроительных и специальных строительных работ по реконструкции; нормы расхода основных сборных конструкций и деталей, материалов и полуфабрикатов на реконструкцию объектов);

субподрядными организациями (графики специальных и монтажных работ);

предприятиями строительной индустрии (планы производства и поставки строительных конструкций и изделий).

Номенклатура работ, включаемых в график организационно-технических мероприятий по подготовке и реконструкции промышленных предприятий, их сроки и продолжительность определяются характером работ координационного штаба и его рабочей группы. График разрабатывают для оперативного руководства подготовкой и комплексной узловой реконструкцией предприятия на основе непрерывного планирования. Исходные данные для разработки графика — планово-проектная документация заказчика, генерального проектировщика и генерального подрядчика. Организационно-технические мероприятия осуществляют в течение года, предшествующего планируемому периоду.

Внедрение системы комплексного непрерывного планирования и управления при реконструкции ряда объектов машиностроения показало ее высокую эффективность.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

### **Перспективное направление в реконструкции**

Реконструкция зданий и сооружений является сложной многоплановой проблемой. Ее решение в каждом конкретном случае требует учета социальных, экономических, эстетических, технических и ресурсных аспектов. Объемы реконструкции будут и дальше возрастать, что в первую очередь обусловлено дефицитом земли, ресурсов, недостаточно эффективным использованием эксплуатируемых площадей в производственной сфере, повышением требований к комфортности жилья и др.



Строительная отрасль располагает мощной индустриальной базой, высоко квалифицированными рабочими, инженерно-техническими и научными кадрами, технологиями, механизмами, методами управления, позволяющими успешно вести реконструкцию промышленных и сельскохозяйственных объектов, жилых и общественных зданий, инженерных сооружений. Это показано в настоящем учебном пособии. Однако новые, более сложные и объемные задачи требуют дальнейшего совершенствования системы проектирования, обеспечения и проведения реконструкции зданий и сооружений. Можно сформулировать следующие **основные направления совершенствования реконструкции:**

1. Разработка новых, более тонких методов диагностики состояния конструкций на основе использования современных высокочувствительных приборов, средств автоматизации процесса обследований и обработки получаемых результатов измерений.

Такие приборы, объединенные в комплексные системы, могут быть использованы и для наблюдения за поведением элементов зданий после реконструкции. Внедрение указанных методов и приборов позволит повысить эффективность работы специалистов, проводящих обследования, и надежность принимаемых технических решений, выявить дополнительные резервы несущей способности и жесткости обследуемых конструкций.

2. Использование современных методов расчета, строго учитывающих закономерности деформирования материалов при соответствующих режимах и видах воздействий, особенности пространственной работы зданий в целом и отдельных конструктивных элементов в их составе, реальных граничных условий, деформированной схемы и других факторов.

Реализация отмеченного выше невозможна без повышения степени компьютеризации проектирования реконструкции, которая открывает широкие возможности оптимизации объемно-планировочных и конструкторско-технологических решений.

3. Внедрение эффективных конструктивных решений на базе использования традиционных для строительства материалов — железобетона, кирпича, металла и др.

В частности, в реконструкции промышленных объектов найдут широкое применение разработанные ЦНИИ-промзданий Госстроя СССР строительско-технологичес-

кие модули с крупноразмерной квадратной сеткой колонн (от  $18 \times 18$  до  $60 \times 60$  м) и использованием в качестве основного подъемно-транспортного оборудования напольных кранов. Зально-пролетная планировка здания с редкоопорным пространством в наибольшей степени отвечает требованиям компоновки мобильных технологий промышленных производств в процессе их модернизации. Высота зданий от 6 до 12,6 м; каркас стальной либо железобетонный; покрытия из стальных перекрестных ферм, структурных конструкций, сталебетонных мембран. Указанные модули легко пристраиваются к существующим зданиям, в определенных случаях «накрывают» их с последующей разборкой внутри модуля при помощи напольных кранов. Следует расширить использование профнастила.

При надстройке малоэтажных, прежде всего кирпичных зданий целесообразно переходить на конструкции стен и перекрытий из легких бетонов (в подавляющем большинстве это керамзитобетон и ячеистые бетоны; в некоторых регионах страны — это бетоны на легких местных естественных заполнителях). Использование легких бетонов (плотностью от 600 до  $1800 \text{ кг/м}^3$ ) позволяет значительно уменьшить нагрузки на существующую, надстраиваемую часть здания и соответственно исключить или свести к минимуму ее усиление.

Применение ячеистых бетонов уменьшает стоимость на 15 %, экономия топливно-энергетических ресурсов при изготовлении изделий 30 %.

Перспективным направлением при реконструкции центральных частей крупных городов является применение зданий с безбалочным бескапитальным перекрытием. Железобетонный каркас представляет собой рамную или рамно-связевую систему, состоящую из стоек-колонн, защемленных в фундаментах, и плоской сборной или сборно-монолитной плиты перекрытия. Последняя состоит из трех элементов: надколонной, межколонной и пролетной плит.

Надколонные плиты прикрепляются непосредственно к колонне с последующим обетонированием стыка, затем на них устанавливаются межколонные плиты и на последние — пролетные.

Основным достоинством такого решения является универсальность, т. е. применение в жилищном гражданском и промышленном строительстве; каркасная струк-

тура с широким набором сеток колонн и возможность их варьирования с регулярным шагом; возможность изменения высоты этажа и нагрузок на перекрытие.

Системы с безригельным бескапитальным перекрытием позволяют устраивать дома-вставки, гармонично сочетающиеся с существующей застройкой, так как наружное ограждение для этой системы может быть выбрано в любых вариантах исполнения: кирпичная кладка, монолитный бетон, навесные панели.

4. Применение конструкций из новых материалов, в первую очередь стеклопластиков и полимербетонов.

Харьковским инженерно-строительным институтом разработаны особо легкие стеклопластиковые конструкции покрытий размерами  $1,5 \times 6$ ;  $3 \times 6$ ;  $1,5 \times 9$  и  $1,5 \times 12$  м. Они найдут широкое применение при замене железобетонных, деревянных и металлических конструкций покрытий. Например, указанные панели покрытий применены в совхозе «Лиманский» Харьковской области при реконструкции коровников, вместо прогнивших деревянных конструкций. Стены и фундаменты сельскохозяйственных производственных помещений, как правило, находятся в удовлетворительном состоянии, поэтому наличие легких конструкций покрытий позволяет решать задачи восстановления коровников, свинарников и других сельскохозяйственных зданий.

Стеклопластиковыми панелями можно покрывать дефектные железобетонные плиты покрытия в целях передачи снеговой и других нагрузок непосредственно на фермы или балки, что довольно часто требуется при реконструкции. Шире следует применять разработанные НИИЖБом Госстроя, МИИТом и другими организациями коррозионно-стойкие полимербетонные конструкции. Номенклатура полимербетонов в последние годы значительно возросла.

5. Разработка новых методов усиления и восстановления эксплуатационной надежности конструкций.

Развитие данного направления в основном идет по пути использования металла и железобетона, но с применением предварительного напряжения, расширяющихся цементов, шприц-бетона, торкретирования и других эффективных конструктивно-технологических решений и приемов. Так, весьма перспективным является способ восстановления эксплуатационных показателей кровель, разработанный Харьковским ПромстройНИИпроектом.

Он включает нанесение слоя поризованного цементного раствора и последующую его пропитку петролатумом.

Для усиления оснований найдет широкое применение разработанный Росагропромстроем метод подводки набивных свай под подошву фундамента с помощью пневмопробойников. Несущая способность свай от 1,5 до 15 т.

Новыми перспективными способами усиления оснований являются газовая силикатизация и электротермоукрепление.

Большие перспективы открывает использование полимеров. Так, для заделки трещин в кирпичных стенах весьма эффективны полимеррастворы. В качестве связующего в них используются эпоксидные, полиэфирные композиции, метилметакрилаты и др. Причем имеются составы холодного отверждения, которые полимеризуются даже при отрицательных температурах.

Найдет более широкое применение инъецирование полимерных композиций, заделка трещин полимерами, армированными стеклофибрами, отходами стекловолокна.

Особенно эффективно сочетание заделки трещин полимеррастворами, полимерными армированными композициями с последующим внешним стеклопластиковым армированием зон трещин. Оно осуществляется наклейкой 2...3 слоев стеклоткани, пропитанных полимерным связующим холодного отверждения. Таким образом были усилены стены лабораторного корпуса ХПИ им. В. И. Ленина, Харьковского ЗЖБК-4 и др. Данный способ, как показывает накопленный опыт, необходимо широко применять и в крупнопанельном домостроении. При усилении изгибаемых элементов, особенно подкрановых балок, целесообразно внешнее стеклопластиковое армирование выполнять с предварительным напряжением. Оно осуществляется обжатием конструкции после нанесения внешнего армирования и отпуском по завершении процесса полимеризации и соответственно набора прочности стеклопластиком (А. С. № 924317. Способ изготовления предварительно напряженных бетонных элементов/Шагин А. Л. Бюл. изобретений, № 16, 1982).

Усиление железобетонных конструкций внешним стеклопластиковым армированием наиболее целесообразно при реконструкции объектов с агрессивными средами, так как оно одновременно является надежной за-

щитой от коррозии: выбор связующего осуществляется в зависимости от вида и степени агрессивности будущей эксплуатационной среды.

Внешнее армирование осуществляется обмоткой колонн стеклотканью, стеклолентой (при этом реализуется поперечное обжатие) с послойной пропиткой полимерным связующим; приформовкой стеклоткани к внутренним поверхностям плит перекрытий и покрытий либо нанесением на них рубленого стекловолокна с одновременной подачей связующего и др.

Несущая способность конструкций может быть повышена в 2 и более раз.

6. Разработка и внедрение в практику прогрессивных технологий на базе индустриальных методов и средств автоматизации, усовершенствованной структуры парка машин и механизмов и их качественного состава, оптимального объединения строительных машин, средств малой механизации и автотранспорта. Совершенствование существующих и создание новых специальных средств механизации и автоматизации для работы в стесненных условиях.

7. Разработка эффективных форм экономического стимулирования, путей сокращения инвестиционного цикла, предложений по переориентации участников строительного комплекса на конечные результаты, готовую строительную продукцию, обеспечению единства строительных площадок и предприятий производственной базы как специальных переделов строительного цикла.

Развитие перечисленных выше и других направлений будет способствовать дальнейшему повышению эффективности реконструкции, успешному решению важнейших народнохозяйственных и социальных задач.

Приложение I. Данные для оценки состояния износа железобетонных конструкций

Категория технического состояния конструкций. Мероприятия	Детальные признаки
<p>I. Отсутствуют видимые дефекты и повреждения, не свидетельствующие о снижении несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций; необходимости в ремонтно-восстановительных работах на момент обследования нет</p>	<p>На поверхности бетона видимых дефектов и повреждений нет или имеются отдельные раковины, выбоины, волосные трещины.</p> <p>Антикоррозионная защита закладных деталей не нарушена, поверхность арматуры при вскрытии чистая.</p> <p>Глубина нейтрализации бетона не превышает половины толщины защитного слоя.</p> <p>Прочность бетона не ниже проектной, скорость ультразвуковых волн (УЗВ) более 4 км/с, на отдельных участках (не более 20 % общего числа замеренных); величина защитного слоя бетона меньше проектной до 20 %, а класс бетона по водонепроницаемости — на одну ступень; величины прогиба и ширина раскрытия трещин не превышают допустимых по нормам; расчетные сопротивления арматуры составляют не менее чем 0,95 величины, принятой нормами для соответствующего класса; потери площади сечения рабочей арматуры нет.</p> <p>Антикоррозионная защита конструкций не имеет нарушений сплошности</p>
<p>II. Отсутствуют видимые дефекты и повреждения, свидетельствующие о снижении несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций. Защитные свойства бетона по отношению к арматуре на от-</p>	<p>Антикоррозионная защита железобетонных элементов имеет частичные повреждения, на отдельных участках мокрые или масляные пятна, выколы. На отдельных участках в местах с</p>

Категория технического состояния конструкций. Мероприятия	Детальные признаки
<p>дельных участках исчерпаны; требуется их восстановление, устройство и восстановление гидрон изоляции и антикоррозионной защиты</p>	<p>малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии распределительной арматуры или хомутов, коррозия рабочей арматуры отдельными точками и пятнами, язв и пластинок ржавчины нет.</p> <p>Антикоррозионная защита закладных деталей не нарушена,</p> <p>Глубина нейтрализации бетона не превышает толщины защитного слоя. Изменен цвет бетона вследствие пересушивания, местами отслоение бетона при простукивании. Шелушение граней и ребер конструкций, подвергавшихся замораживанию.</p> <p>Прочность бетона основного сечения элемента (за пределами защитного слоя бетона и в сжатой зоне) не ниже проектной; скорость УЗВ 3...4 км/с; расчетные сопротивления арматуры составляют не менее чем 0,95 величины, принятой действующими нормами для соответствующего класса, и потеря площади сечения рабочей ненапрягаемой арматуры и закладных деталей вследствие коррозии не превышает 5 %</p>
<p>III. Существуют повреждения, свидетельствующие о снижении несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкции, но на момент обследования не угрожающие безопасности работающих и обрушению</p>	<p>Пластинчатая ржавчина на стержнях оголенной арматуры в зоне продольных трещин или закладных деталях. Трещины в растянутой зоне бетона, превышающие их допустимое раскрытие (в элементах ферм). Бетон в растянутой зоне на глубине защитного слоя между стержнями арматуры легко крошится. Провисание отдельных стержней распределительной арматуры (на горячих участках), выпучивание хомутов, разрыв отдельных из них, за исключением хомутов сжатых элементов ферм, вследствие коррозии стали (при отсутствии в этой зоне трещин). Уменьшенная про-</p>

Категория технического состояния конструкций. Мероприятия	Детальные признаки
<p>IV. Существуют повреждения, свидетельствующие об опасности пребывания людей в районе обследуемых конструкций. Требуются немедленные страховочные мероприятия: ограничение нагрузок (недопущение складирования материалов, деталей и т. п., ограничение грузоподъемности кранов и их сближения); устройство предохранительных сеток и др.</p> <p>V. Существуют повреждения, свидетельствующие о возможности обрушения конструкции. Требуется немедленная разгрузка конструкций</p>	<p>тив требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов. Высокая водо- и воздухопроницаемость стыков стеновых панелей.</p> <p>Снижение прочности бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов до 30 % и в остальных случаях до 20 %.</p> <p>Прочность бетона основного сечения элемента ниже проектной, скорость УЗВ менее 3 км/с; потеря площади сечения рабочей арматуры и закладных деталей вследствие коррозии превышает 5 %; ширина раскрытия трещин, вызванных эксплуатационными воздействиями на уровне арматуры, превышает допустимую по действующим нормам; трещины в сжатой зоне и в зоне главных растягивающих напряжений, прогибы элементов, вызванных эксплуатационными воздействиями, превышают допустимые более чем на 30 %</p> <p>Дефекты в средних пролетах многопролетных балок и плит; разрыв хомутов в зоне наклонной трещины; разрывы отдельных стержней арматуры в растянутой зоне; вылучивание арматуры в сжатой зоне: раздробление бетона, выкрошивание крупного заполнителя в сжатой зоне. Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов</p> <p>Трещины, в том числе пересекающие опорную зону и зону анкеровки растянутой арматуры, «хлопающие» трещины в конструкциях, испытывающих знакопеременные воздействия (вызывающие сминание бетона и др.); отход анкеров от пластин закладных деталей из-за коррозии стали в сварных швах или других причин; деформация закладных и соединительных элементов; расстройство стыков сборных элементов с взаимным смещени-</p>



Категория технического состояния конструкций. Мероприятия	Детальные признаки
	<p>ем последних; смещение опор, значительные (более <math>\frac{1}{50}</math> пролета) прогибы изгибаемых элементов при наличии трещин в растянутой зоне с раскрытием более 0,5 мм; разрыв хомутов сжатых элементов ферм; разрыв хомутов в зоне наклонной трещины; разрыв отдельных стержней рабочей арматуры в растянутой зоне, выпучивание арматуры в сжатой зоне; раздробление бетона и выкрошивание заполнителя в сжатой зоне.</p> <p>Уменьшенная против требований норм и проекта площадь опирания сборных элементов</p>

**Приложение 2. Данные для оценки состояния износа  
каменных конструкций**

Категория технического состояния конструкции. Мероприятия	Детальные признаки
<p><b>I. Повреждений нет. Потери несущей способности нет.</b> Конструкции отвечают предъявленным к ним эксплуатационным требованиям. Ремонтных работ не требуется. Состояние конструкций удовлетворительное</p> <p><b>II. Слабые повреждения.</b> Снижение несущей способности до 15 %. Поверочный расчет несущей способности конструкций; временных усилений не производить, если расчетом подтверждена достаточная их несущая способность</p> <p><b>III. Средние повреждения.</b> Снижение несущей способности до 25 %. Поверочный расчет несущей способности конструкции; при вре-</p>	<p>Конструкции не имеют видимых деформаций и дефектов. Наиболее напряженные элементы кладки не имеют вертикальных трещин и выгибов, свидетельствующих о перенапряжении и потере устойчивости конструкций. Снижение прочности камня и раствора не наблюдается. Кладка не увлажнена. Горизонтальная гидроизоляция не имеет повреждений</p> <p>Размораживание и выветривание кладки, отслоение облицовки на глубину до 15 % толщины. Огневое повреждение кладки стен и столбов при пожаре на глубину не более 0,5 см (без учета штукатурки). Вертикальные косые трещины (независимо от длины и величины раскрытия), пересекающие не более двух рядов кладки</p> <p>Размораживание и выветривание кладки, отслоение от облицовки на глубину до 25 % толщины. Вертикальные и косые трещины в несущих стенах и столбах на высоту не более</p>

Категория технического состояния конструкции. Мероприятия	Детальные признаки
<p>менном усилении — установка дополнительных стоек, упоров, стяжек, расчалок</p> <p>IV. Сильные повреждения. Снижение несущей способности до 50 %. В конструкциях наблюдаются деформации и дефекты, свидетельствующие о значительном снижении их несущей способности, но не влекущие за собой обрушения. Капитальное восстановление производится по проекту, при временном усилении — установка дополнительных стоек, упоров, расчалок, стяжек</p>	<p>4 рядов кладки. Наклоны и выпучивание стен и фундаментов в пределах этажа не более чем на <math>\frac{1}{6}</math> их толщины. Имеют место дефекты, связанные с неравномерной осадкой здания. Образование вертикальных трещин между продольными и поперечными стенами: разрывы или выдергивание отдельных стальных связей и анкеров крепления стен к колоннам и перекрытиям.</p> <p>Местное (красное) повреждение кладки на глубину до 2 см под опорами ферм, балок, прогонов и перемычек в виде трещин и лещадок, вертикальные трещины по концам опор, пересекающие не более двух рядов кладки.</p> <p>Смещение плит перекрытий на опорах не более <math>\frac{1}{6}</math> глубины заделки, но не более 2 см.</p> <p>Огневое повреждение при пожаре кладки армированных и неармированных стен и столбов на глубину до 2 см (без штукатурки). В отдельных местах наблюдается увлажнение каменной кладки вследствие нарушения горизонтальной гидроизоляции, карнизных свесов, водосточных труб</p> <p>Большие обвалы в стенах. Размораживание и выветривание кладки на глубину до 40 % толщины. Вертикальные и косые трещины (исключая температурные и осадочные) в несущих стенах и столбах на высоту не более 8 рядов кладки. Наклоны и выпучивание стен в пределах этажа на <math>\frac{1}{3}</math> и более их толщины. Ширина раскрытия трещин в кладке от неравномерной осадки здания достигает 20...30 мм, отклонение от вертикали — <math>\frac{1}{100}</math> высоты конструкции. Смещение (сдвиг) стен, столбов, фундаментов по горизонтальным швам или косой штрабе. В конструкции имеет место снижение прочности камней и раствора на 30...50 % или применение низкопрочных материалов.</p>

Категория технического состояния конструкции. Мероприятия	Детальные признаки
<p>V. Полное повреждение. Снижение несущей способности свыше 50 %. В конструкциях наблюдаются деформации и дефекты, свидетельствующие о потере ими несущей способности. Состояние конструкции аварийное. Возникает угроза обрушения. Необходимо запретить эксплуатацию аварийных конструкций, прекратить технологический процесс и немедленно удалить людей из опасных зон. Конструкция подлежит разборке</p>	<p>Отрыв продольных стен от поперечных в местах их пересечения, разрывы или выдергивание стальных связей и анкеров, крепящих стены к колоннам и перекрытиям.</p> <p>В кирпичных сводах и арках образуются характерные трещины, свидетельствующие о их перенапряжении. Повреждение кладки под опорами ферм, балок и перемычек в виде трещин, раздробление камня или смещения рядов кладки по горизонтальным швам на глубину более 2 см; образование вертикальных или косых трещин, пересекающих до 4 рядов кладки</p> <p>Смещение плит перекрытий на опорах более <math>\frac{1}{5}</math> глубины заделки в стене.</p> <p>Огневое повреждение кладки стен и столбов при пожаре достигает 5...6 см. В кладке наблюдаются зоны длительного замачивания. Имеются зоны промораживания и выветривания кладки и ее разрушение на глубину <math>\frac{1}{5}</math> толщины стен и более</p> <p>В наиболее напряженных конструкциях и зонах кирпичной кладки (столбах, простенках, пилястрах) наблюдаются сплошные вертикальные трещины. Происходит расслоение кладки по вертикали на отдельные самостоятельно работающие столбики. Наблюдается выпучивание сжатых и сжато-изогнутых элементов местами на величину <math>\frac{1}{80}... \frac{1}{50}</math> высоты конструкций.</p> <p>В кирпичных сводах и арках хорошо видны трещины и деформации, свидетельствующие об их аварийном состоянии. Наблюдается полное коррозирование металлических затяжек и нарушение их анкеровки.</p> <p>Трещины в кладке от неравномерной осадки здания достигают 50 мм и более, наблюдаются значительные отклонения конструкций от вертикали (более <math>\frac{1}{50}</math> высоты конструкций). Про-</p>

Категория технического состояния конструкции. Мероприятия	Детальные признаки
	<p>исходит расслоение кладки по вертикали в наружных стенах с выпучиванием и обрушением наружного слоя вследствие высокой температуры и влажности в помещении.</p> <p>Горизонтальная гидроизоляция полностью нарушена. Кладка в этой зоне легко разбирается с помощью ломика. Камень крошится, расслаивается. При ударе молотком по камню звук глухой. Наблюдается разрушение кладки от смятия в опорных зонах ферм, балок, перемычек. Происходит разрушение отдельных конструкций и частей здания</p>

## ЛИТЕРАТУРА

*Бельский Н. Р., Лебедев А. Н.* Усиление стальных конструкций. Киев, 1981.

*Беляков Ю. И., Резунник А. В., Федосенко Н. М.* Строительные работы при реконструкции предприятий. М., 1986.

*Большаков В. А.* Проектирование и строительство объектов при реконструкции действующих промышленных предприятий/Обзор: ВНИИС, 1986.

*Гуськов И. М.* Ремонт деревянных конструкций. М., 1981.

*Долидзе Д. Е.* Испытание конструкций и сооружений. М., 1975.

*Лецинский М. Ю.* Испытание бетона. М., 1930.

*Лысова А. И., Шарлыгина К. А.* Реконструкция зданий. Л., 1979.

*Онуфриев Н. М.* Усиление железобетонных промышленных зданий и сооружений. Л.—М., 1965.

Правила безопасности при проведении обследований жилых зданий для проектирования капитального ремонта. М., 1988.

*Ребров И. С.* Усиление стержневых металлических конструкций. Л., 1988.

Рекомендации по усилению железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий/Харьковский ПромстройНИИпроект. — Харьков, 1985.

Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений /ЦНИИСК им. Кучеренко. М., 1984.

Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении /Харьковский ПромстройНИИпроект, НИИЖБ. М., 1982.

Руководство по обследованию сварных стальных конструкций, выполненных из кипящей углеродистой стали, и разработке мероприятий, предупреждающих их хрупкое разрушение /Главпромстройпроект, СоюзметаллостройНИИпроект, ЦНИИпроектстальконструкций. М., 1979.

*Сердюков В. М., Григоренко А. Г., Кривелев А. И.* Испытание сооружений. Киев, 1976.

СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1985.

СНиП II-25—80. Деревянные конструкции. М., 1982.

СНиП 2.03.11—85. Защита строительных конструкций от коррозии. М., 1986.

СНиП II-9-78. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. М., 1979.

СНиП II-22—81. Каменные и армокаменные конструкции. М., 1983.

СНиП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. М., 1986.

СНиП 2.02.01—83. Основания зданий и сооружений. М., 1985.

СНиП 3.02.01—83. Основания и фундаменты. М., 1983.

СНиП 2.02.02—85. Свайные фундаменты. М., 1986.

СНиП II-23—81. Стальные конструкции. М., 1982.

СНиП III-4—80. Техника безопасности в строительстве. М., 1981.

*Тетиор А. Н., Померанец В. Н.* Обследование и испытание сооружений. Киев, 1988.

*Титов А. М.* Ремонт деревянных конструкций жилых и общественных зданий. Л., 1977.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие . . . . .	3
Введение . . . . .	5

### Раздел I

#### Социально-экономические градостроительные и архитектурные основы реконструкции

Глава 1. Реконструкция жилых и общественных зданий . . . . .	8
1.1. Роль реконструкции зданий в решении социальных, градостроительных и архитектурных задач . . . . .	8
1.2. Срок службы зданий и их фактический износ . . . . .	11
1.3. Предварительная оценка возможности и целесообразности реконструкции жилых зданий . . . . .	14
Глава 2. Реконструкция производственных зданий . . . . .	16
2.1. Цели и задачи реконструкции и технического перевооружения промышленных предприятий . . . . .	16
2.2. Долговечность и износ производственных зданий . . . . .	20
2.3. Особенности реконструкции производственных зданий . . . . .	22
2.4. Необходимость проведения реконструкции промышленных зданий и сооружений . . . . .	24

### Раздел II

#### Оценка технического состояния зданий, сооружений и их конструктивных элементов

Глава 3. Организация работ по обследованию зданий и сооружений . . . . .	26
3.1. Задачи обследований . . . . .	26
3.2. Методы обследований состояния зданий и конструкций . . . . .	27
3.3. Техника безопасности при диагностике зданий . . . . .	32
3.4. Обеспечение обследований приборами и инструментами . . . . .	33
Глава 4. Виды диагностики зданий и конструкций . . . . .	42
4.1. Определение деформаций зданий и сооружений . . . . .	42
4.2. Оценка деформаций отдельных конструкций . . . . .	45
4.3. Дефектоскопия конструкций. Установление характера трещинообразования в элементах зданий . . . . .	47
4.4. Определение прочности материалов конструкций неразрушающими методами . . . . .	50
4.5. Установление степени коррозионного и температурного поражения элементов зданий и сооружений . . . . .	57
4.6. Натурные испытания . . . . .	59

Глава 5. Оценка состояния конструкций . . . . .	60
5.1. Классификация конструктивных элементов по степени износа . . . . .	60
5.2. Обследование оснований и фундаментов . . . . .	61
5.3. Методика диагностики бетонных и железобетонных конструкций . . . . .	63
5.4. Обследование каменных и армокаменных конструкций . . . . .	71
5.5. Особенности диагностики металлических конструкций . . . . .	73
5.6. Дефектоскопия деревянных элементов . . . . .	76
5.7. Составление заключения о техническом состоянии зданий и сооружений . . . . .	77
5.8. Предварительная оценка стоимости реконструкции и целесообразность ее проведения . . . . .	85
Глава 6. Получение данных для проектирования реконструкции . . . . .	87
6.1. Инженерные изыскания площадки реконструируемого объекта . . . . .	87
6.2. Оценка стойкости бетона к воздействиям планируемой эксплуатационной среды . . . . .	88
6.3. Установление фактических динамических характеристик конструкций . . . . .	90
6.4. Представление данных для проектирования реконструкции . . . . .	91
<b>Раздел III</b>	
<b>Проектирование реконструкции</b>	
Глава 7. Общие сведения . . . . .	92
7.1. Нагрузки и воздействия . . . . .	92
7.2. Особенности реконструкции промышленных зданий и сооружений . . . . .	95
7.3. Критерии экономичности проектных решений реконструкции зданий и сооружений . . . . .	97
Глава 8. Общестроительные мероприятия . . . . .	99
8.1. Усиление оснований . . . . .	99
8.2. Восстановление гидроизоляции и влажностного режима . . . . .	102
8.3. Улучшение внешнего вида зданий . . . . .	104
8.4. Замена и усиление крыш, перегородок и других элементов . . . . .	107
8.5. Устранение дефектов конструкций . . . . .	111
Глава 9. Замена несущих конструкций . . . . .	113
9.1. Конструкции для замены перекрытий . . . . .	113
9.2. Облегченные конструкции покрытий . . . . .	118
9.3. Применение монолитного железобетона . . . . .	119
9.4. Элементы с неудаляемой опалубкой . . . . .	121
9.5. Замена лестниц и балконов . . . . .	123
Глава 10. Проектирование усиления железобетонных и каменных конструкций . . . . .	125
10.1. Основные принципы проектирования усиления . . . . .	125

10.2. Усиление фундаментов . . . . .	131
10.3. Улучшение и усиление каменных конструкций . . . . .	144
10.4. Усиление балок и прогонов . . . . .	152
10.5. Усиление колонн . . . . .	180
10.6. Усиление стропильных конструкций . . . . .	191
10.7. Усиление плит перекрытий и покрытий . . . . .	208
10.8. Установка дополнительных закладных деталей и усиление стыков . . . . .	211
10.9. Усиление подкрановых балок и безбалочных перекрытий . . . . .	216
10.10. Усиление хранилищ для сыпучих материалов . . . . .	218
10.11. Защита от коррозии . . . . .	222
<b>Глава 11. Усиление металлических и деревянных конструкций . . . . .</b>	<b>223</b>
11.1. Методы усиления металлических конструкций . . . . .	223
11.2. Расчет усиливаемых металлических элементов . . . . .	230
11.3. Принципы усиления деревянных конструкций . . . . .	234
<b>Глава 12. Надстройка, перестройка и перемещения зданий . . . . .</b>	<b>241</b>
12.1. Надстройка жилых и общественных зданий . . . . .	241
12.2. Надстройка промышленных зданий . . . . .	242
12.3. Использование конструкций облегченного типа . . . . .	245
12.4. Сопряжение устраиваемых и существующих зданий . . . . .	247
12.5. Передвижка и подъем зданий . . . . .	248
<b>Глава 13. Объемно-планировочные и конструктивные решения переустраиваемых зданий и сооружений . . . . .</b>	<b>249</b>
13.1. Перепланировка и конструктивные решения по переустройству жилых зданий . . . . .	249
13.2. Реконструкция зданий общественного назначения . . . . .	259
13.3. Переустройство многоэтажных производственных зданий . . . . .	262
13.4. Переустройство одноэтажных производственных зданий . . . . .	264
13.5. Реконструкция инженерных сооружений . . . . .	272
<b>Глава 14. Проектно-сметная документация на реконструкцию . . . . .</b>	<b>276</b>
14.1. Состав документации . . . . .	276
14.2. Составление пояснительной записки . . . . .	280
14.3. Разработка проекта организации строительства и реконструкции . . . . .	281
14.4. Оформление сметной документации . . . . .	283
14.5. Техничко-экономические показатели . . . . .	285

**Раздел IV**  
**Производство строительного-монтажных работ**  
**при реконструкции**

<b>Глава 15. Разработка проекта производства работ . . . . .</b>	<b>287</b>
15.1. Особенности производства работ при реконструкции . . . . .	287



15.2. Проект производства работ по реконструкции и модернизации жилых и общественных зданий . . . . .	288
15.3. Разработка проектов выполнения реконструкции промышленных предприятий . . . . .	290
<b>Глава 16. Технология производства работ по реконструкции зданий и сооружений . . . . .</b>	<b>298</b>
16.1. Подготовка производства, подбор машин и механизмов . . . . .	298
16.2. Земляные работы . . . . .	299
16.3. Демонтаж, разборка и разрушение строительных конструкций . . . . .	302
16.4. Монтаж конструкций . . . . .	313
16.5. Бетонные работы при реконструкции . . . . .	323
16.6. Охрана труда при выполнении работ в условиях реконструкции . . . . .	325
<b>Глава 17. Организация работ и управления реконструкцией . . . . .</b>	<b>331</b>
17.1. Применяемые методы организации работ . . . . .	331
17.2. Управление реконструкцией . . . . .	332
Заключение. Перспективное направление в реконструкции . . . . .	335
Приложения . . . . .	341
Литература . . . . .	348

*Учебное издание*

**Шагин Александр Львович, Бондаренко Юрий Викторович,  
Гончаренко Дмитрий Федорович, Гончаров Владимир Бенционович**

### **РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Зав. редакцией Б. А. Ягупов. Редактор Т. Ф. Мельникова. Художественный редактор С. Г. Абелин. Технический редактор З. В. Нуждина.  
Корректор Р. К. Косинова

ИБ № 8303

Изд. № Стр—603. Сдано в набор 12.11.90. Подп. в печать 09.04.91. Формат 84×108<sup>1</sup>/<sub>32</sub>. Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Объем 18,48 усл. печ. л. 18,43 усл. кр.-отт. 18,86 уч.-изд. л. Тираж 21000 экз. Зак. № 686. Цена 1 р. 40 к.

Издательство «Высшая школа», 101430, Москва, ГСП-4, Неглянная ул., 29/14.

Владимирская типография Госкомпечати СССР  
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7