



Ю.В. Иванов

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ:

МОСКОВСКИЙ

Ю.В. Иванов

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ:
УСИЛЕНИЕ, ВОССТАНОВЛЕНИЕ, РЕМОНТ

Издание второе, переработанное и дополненное

Рекомендовано учебно-методическим объединением вузов РФ по образованию
в области строительства в качестве учебного пособия для студентов,
обучающихся по направлению 653500 «Строительство»

**Сканы - бап;
Обработка - Armin.**

DWG.ru



Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва 2012

Реконструкция зданий и сооружений – сложная комплексная задача, реализация которой требует специальных знаний, получаемых после изучения многих дисциплин.

Работы по реконструкции зданий можно разделить на несколько этапов:

- ◆ технико-экономическое обоснование проведения реконструкции;
- ◆ проведение детального обследования конструкций здания и инженерного оборудования, определение технического состояния. По результатам обследования даются оценка физического и морального износа строительных конструкций и инженерного оборудования здания и рекомендации по дальнейшему их использованию;
- ◆ определение резерва несущей способности конструкций здания, расчет конструкций на новые нагрузки с учетом результатов обследования (дефектов и повреждений), выявление конструкций, требующих усиления или замены;
- ◆ разработка архитектурно-строительных чертежей по перепланировке помещений с учетом современных требований и задания заказчика;
- ◆ разработка проекта усиления строительных конструкций;
- ◆ разработка проекта производства работ при реконструкции.

В настоящем пособии рассмотрены только вопросы, относящиеся к проведению общестроительных работ по ремонту – восстановление гидроизоляции, эксплуатационных качеств крыш, утепление ограждающих конструкций стен. Рассмотрены также методы и инженерные решения реконструкции строительной части общественных, жилых и промышленных зданий и сооружений с целью обеспечения соответствия их эксплуатационных свойств современным требованиям.

В пособии приведены решения конкретных задач по эффективному усилению строительных конструкций, выполненных из различных конструкционных материалов (металл, железобетон, кирпич, древесина) с использованием в качестве элементов усиления традиционных и новых конструктивных материалов с целью обеспечения долговечности и надежности зданий и сооружений в современных эксплуатационных условиях. Приведены примеры конструирования и расчета усиливаемых строительных конструкций с применением нескольких способов усиления.

Учебное пособие предназначено для студентов дневного и заочного обучения, обучающихся по специальности 290500 «Городское строительство и хозяйство» (ГСХ).

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ПО ПРОВЕДЕНИЮ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1.1. Общие сведения о реконструкции зданий и основные причины, ее вызывающие. Задачи и планирование реконструкции

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. Реконструкция состоит из комплекса строительных работ и организационно-технических мероприятий, связанных с изменением основных технико-экономических показателей (нагрузок, планировки помещений, строительного объема и общей площади здания, инженерной оснащенности) с целью изменения условий эксплуатации, максимального восполнения утраты от физического и морального износа, достижения новых целей эксплуатации здания.

Переустройство зданий и сооружений может состоять:

- ♦ из перепланировки и увеличения высоты помещений;
- ♦ усиления, частичной разборки и замены конструкций;
- ♦ надстройки, пристройки и улучшения фасадов зданий.

Критерием реконструкции является технико-экономический эффект. В экономическом отношении при реконструкции и техническом перевооружении капитальные вложения существенно меньше, полная стоимость реконструкции здания составляет ориентировочно 75...85% стоимости нового строительства, а окупаемость капиталовложений при реконструкции происходит в 2–3 раза быстрее, чем при новом строительстве.

Понятие «*переустройство*» включает в себя капитальный ремонт, модернизацию, реконструкцию, аварийно-восстановительные работы, реставрацию, отличающиеся по составу и масштабу осуществляемых мероприятий. Основные термины и определения, используемые при обследовании, усилении, восстановлении и ремонте реконструируемых зданий, приведены в приложении 19.

Реконструкция общественных и жилых зданий определяется необходимостью сохранения и использования объектов прошлого для развития городов, а также усложнением городской застройки и инфраструктуры общественных и жилых зданий.

Цель реконструкции жилого фонда заключается:

- * в его переустройстве для изменения конструктивного решения в связи с физическим износом существующих конструкций;
- * в его переустройстве для улучшения планировочного решения в связи с моральным износом существующих планировок;
- * в повышении степени благоустройства инженерного оборудования;
- * в создании 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 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. В развитых странах около 50% всех средств, вкладываемых в строитель-

ство, идет на реконструкцию жилья. Считается, что для полноценного развития города необходимо расходовать на реконструкцию не менее 20% всего бюджета.

Под материальным или физическим износом здания и его конструктивных элементов подразумевается постепенная утрата первоначальных технических свойств под воздействием естественных факторов. С течением времени происходит деградация свойств материалов, снижается несущая способность и устойчивость конструктивных элементов, ухудшаются тепло- и звукоизоляционные, водо- и воздухопроницаемые качества ограждающих конструкций, истирание и коррозия элементов.

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

К признакам морального износа жилых зданий относятся:

- несоответствие планировки квартир современным требованиям и нормам;
- несоответствие инженерного оборудования дома современным требованиям и нормам;
- переуплотненность застройки жилых кварталов, их недостаточное благоустройство и озеленение.

Реконструкция производственных зданий определяется:

1. Темпами прогресса в технике и технологии производства.
2. Ресурсами новой, более прогрессивной техники.
3. Истечением срока службы конструкций, а также физическим и моральным износом конструкций.

Факторы первой и второй группы определяют срок реконструкции промышленных предприятий через 8...15 лет.

Таблица 1

Примерные сроки службы зданий и сооружений

	Наименование объекта	Примерные сроки службы
1	Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, склады временные, летние павильоны и т.п.)	Менее 10 лет
2	Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, трубопроводы предприятий нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях морской среды и т.п.)	Менее 25 лет
3	Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)	50 лет
4	Уникальные здания и сооружения* (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, произведения монументального искусства, стадионы, театры, большепролетные сооружения и т.п.)	100 лет

* К уникальным объектам относятся объекты капитального строительства, в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик:

1) высота более чем 100 метров; 2) пролеты более чем 100 метров; 3) наличие консоли более чем 20 метров; 4) заглубление подземной части (полностью или частично) ниже планировочной отметки земли более чем на 10 метров; 5) наличие конструкций и конструкционных систем, в отношении которых применяются нестандартные методы расчета с учетом физических или геометрических нелинейных свойств либо разрабатываются специальные методы расчета.

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

Примерные сроки службы зданий и сооружений, позаимствованные из проекта СНиП «Надежность строительных конструкций и оснований», приведены в *табл. 1*. Сроки службы ограждающих конструкций при соответствующем обосновании могут быть приняты меньшими, чем для сооружения в целом.

Реконструкция зданий и сооружений может осуществляться несколькими способами:

- замена несущих и ограждающих конструкций (полная или частичная);
- изменение объемно-планировочного решения здания (габаритов помещений и положения конструкций, увеличение шага и пролета);
- усиление конструкций, их элементов и соединений различными способами;
- снижение постоянных и временных нагрузок. Выявление резервов несущей способности.

1.2. Факторы, вызывающие необходимость усиления конструкций

Большинство зданий и сооружений, подвергающихся реконструкции, имеют существенный физический износ, накопленный за годы предыдущей эксплуатации. При этом многие из них устарели морально, не отвечают современным санитарно-гигиеническим нормам, экологическим требованиям, изменившейся технологии. Необходимость проведения усиления возникает при обнаружении *ограниченно работоспособного, неработоспособного (недопустимого) или аварийного* технического состояния конструкций.

Оценка технического состояния конструкций здания выполняется по данным полного или выборочного обследования конструкций на основании результатов поверочного расчета, анализа опыта эксплуатации, а в некоторых случаях и проведения натурных испытаний. По результатам обследования, которое проводится согласно [17], составляется акт, заключение или отчет о техническом состоянии конструкций здания, в котором приводятся все сведения об имеющейся документации, особенности эксплуатации конструкций, дефекты и повреждения, снижающие несущую способность конструкций, поверочные расчеты, а также оценка технического состояния конструкций с отнесением конструкций к одной из пяти категорий – *исправное, работоспособное, ограничено работоспособное, неработоспособное (недопустимое) или аварийное*. После этого приводятся рекомендуемые мероприятия с учетом выявленного технического состояния.

Основные факторы, которые выявлены в результате проведения обследования или приведены в техническом задании, выданном заказчиком, и вызывают необходимость усиления конструкций, могут быть объединены по следующим признакам:

- *изменение условий эксплуатации* – увеличение нагрузки, изменение режима эксплуатации, вызванные реконструкцией или сменой функционального назначения здания;

- *начальные конструктивные дефекты*; дефекты проектирования, изготовления и монтажа; недостаточная жесткость и устойчивость конструкций или их элементов; наличие погнутостей, погибей в отдельных элементах конструкций и т.п.;
- *эксплуатационный износ* – истирание, коррозия материалов, потеря прочности в результате действия динамических и вибрационных нагрузок, действие высокой или низкой температуры, действие различных химических реагентов, дефекты или отсутствие защитных покрытий и т.п.;
- *случайные повреждения* – выход из строя отдельных элементов, повреждения стихийного характера;
- *приобретенные конструктивные дефекты* – неправильная эксплуатация.

Для выбора наиболее оптимального проектного решения усиления конструкций необходимо разработать и проанализировать несколько вариантов усиления и сравнить их технико-экономическую эффективность и технологичность выполнения усиления, а также сроки выполнения работ.

1.3. Основные данные, необходимые для проектирования реконструкции

Работы по проектированию реконструкции здания проводятся после проведения обследования здания, выявления факторов, способствующих переходу конструкций здания в ограниченно работоспособное или неработоспособное состояние, с тем чтобы выполнить имеющиеся в отчете по результатам обследования рекомендации по восстановлению, усилению или замене конструкций.

Перед проведением работ по проектированию восстановления или усиления конструкций необходимо собрать следующие данные по реконструируемому объекту:

- ♦ имеющиеся архивные материалы и документацию по реконструируемому зданию, срокам эксплуатации конструкций;
- ♦ общие габариты здания или сооружения, его конструктивную схему, обмерочные чертежи здания: планы, разрезы, фасады с разбивочными осями; монтажные схемы расположения колонн, подкрановых путей, конструкций перекрытий и покрытий; схемы несущих конструкций зданий и узлов опирания и сопряжения с замером сечений; рабочие чертежи и фактические схемы работы усиленных конструкций;
- ♦ карты и ведомости дефектов, повреждений и отклонений от первоначального проекта с причинами их появления. К дефектам и повреждениям относятся:
 - повышенные прогибы и перемещения;
 - ширина раскрытия, глубина, длина и шаг трещин;
 - раздробление и трещины в бетоне сжатой зоны;
 - отслоение защитного слоя бетона;
 - коррозия стали, арматуры и бетона;
 - нарушение сцепления бетона и арматуры, обрыв рабочей арматуры;
 - отклонения в геометрии и армировании;
 - глубина повреждений при размораживании или огневом поражении и т.п.;
- ♦ физико-механические характеристики строительных материалов и грунтов основания, результаты химических анализов проб материалов;
- ♦ химический анализ среды, окружающей конструкции;

- ♦ отчет по геодезической съемке здания с выявленными прогибами, кренами, смещениями, осадками конструкций;
- ♦ гидрологические условия площадки, отчеты об инженерно-геологических изысканиях по грунтам оснований фундаментов с расчетными характеристиками грунтов;
- ♦ расчеты строительных конструкций, степень повреждения конструкции;
- ♦ ведомости испытаний бетона, кирпича, раствора и образцов стали, отобранных из конструкций;
- ♦ величина и характер постоянных, временных и технологических нагрузок;
- ♦ особенности технологических процессов в части воздействия их на строительные конструкции, характеристика окружающей среды (температура, влажность и т.д.), режим эксплуатации сооружения;
- ♦ какие изменения претерпело здание за время эксплуатации – надстройка здания, усиление конструкций, замена технологического оборудования или установка кранов большей грузоподъемности.

1.4. Основные принципы проектирования усиления строительных конструкций. Классификация

УСИЛЕНИЕ есть совокупность мероприятий, направленных на повышение несущей способности конструкции (в целом или ее отдельных элементов) или снижение напряжений. Усиленная конструкция должна удовлетворять современным требованиям в отношении прочности, жесткости, устойчивости и другим специальным требованиям, т.е. после усиления перейти как минимум в *работоспособное состояние*.

После проведенного обследования и выявления конструкций, находящихся в *ограниченно работоспособном, неработоспособном (недопустимом) или аварийном* техническом состоянии, и перед проектированием усиления как крайней мерой достижения *работоспособного* состояния необходимо выявить возможные резервы несущей способности конструкций (учет фактической нагруженности, действительной расчетной схемы, уточненных геометрических размеров конструкций и сечений элементов, фактических физико-механических характеристик материалов, пространственной работы каркаса) или возможность снижения действующих на конструкцию постоянных и временных нагрузок (замена ограждающих конструкций и изолирующих слоев на более легкие, замена существующего оборудования на новое с меньшей массой, изменение расположения перегородок и т.п.).

Усиление может быть *аварийным, временным, капитальным и перспективным*.

Аварийное усиление производится, когда несущая способность конструкции фактически исчерпана и есть опасность обрушения. При аварийном усилении применяются в основном разгружающие (полностью или частично) конструкции с одновременным (если это возможно) снижением нагрузок (постоянных и временных).

Временное усиление применяется для конструкций до начала работ по их капитальному усилению или при выполнении работ по усилению с предварительной разгрузкой конструкции, если непосредственное снижение нагрузок невозможно. При временном усилении также в основном применяются разгружающие конструкции.

Капитальное усиление применяется для решения задач при реконструкции зданий, без изменения условий эксплуатации конструкций.

Перспективное усиление применяется для решения задач при реконструкции зданий, когда предполагается увеличение нагрузок и изменение условий эксплуатации конструкций.

Усиление конструкций может осуществляться по двум схемам:

- ➔ *возведение новых разгружающих или заменяющих конструкций, которые полностью или частично воспринимают существующие и дополнительные нагрузки;*
- ➔ *увеличение несущей способности существующих конструкций.*

В свою очередь, *увеличение несущей способности конструкций* может осуществляться:

- ➔ увеличением поперечного сечения конструкции без изменения расчетной схемы и напряженного состояния;
- ➔ изменением расчетной схемы и напряженного состояния;
- ➔ применением специальных методов усиления.

Основные принципы проектирования усиления

I. Стремиться к максимальному сохранению существующих зданий, сооружений и конструкций, минимизировать экономические потери при возможном ограничении функционирования реконструируемого здания, что обеспечивает минимальные затраты на реконструкцию здания.

II. Выбор метода усиления строительных конструкций зависит от *технического задания* на реконструкцию здания или сооружения, которое включает:

- ➔ необходимые (возможные) изменения объемно-планировочных решений;
- ➔ изменение нагрузок;
- ➔ изменение условий эксплуатации.

III. При выборе оптимального способа усиления строительных конструкций необходимо установить:

- ➔ действительный характер работы конструкций, т.е. соответствие выбранной расчетной схемы реальным условиям работы узлов опирания и сопряжения и конструкции в целом;
- ➔ фактически действующие нагрузки. При этом необходимо использовать фактические данные о собственной массе технологического оборудования и строительных материалов, так как значения этих нагрузок, установленных для проектирования вновь возводимых сооружений, может существенно отличаться от фактически действующих нагрузок. Необходимо учитывать возможное рациональное размещение технологических нагрузок, принятие обоснованных ограничений на сочетание различных временных нагрузок, возможное снижение динамических воздействий за счет эффективной виброизоляции и т.п.;
- ➔ реальные прочностные характеристики материалов конструкции (бетона, стали, кирпича) для использования их в поверочных расчетах.

IV. При усилении следует отдавать предпочтение решениям с четкой расчетной схемой, обеспечивающей совместную работу усиливаемой конструкции с элементами усиления, а также:

- способам, которые не требуют предварительной разгрузки конструкций;
- методам, связанным с изменением статической схемы конструкций, использующим искусственное регулирование усилий;
- использованию предварительного напряжения с временной разгрузкой усиливаемых конструкций;
- использованию высокопрочных сталей, полимер- и фибробетона, напрягающих цементов, углепластиков и других эффективных материалов.

V. Поверочные расчеты усиленных конструкций производятся с учетом имеющихся проектных данных, данных по изготовлению конструкций и их натурных обследований, а также с учетом изменения статической схемы и напряженного состояния согласно требованиям [4, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 15]. Расчет усиливаемых конструкций следует выполнять для двух стадий работы:

- до включения в работу элементов усиления – на нагрузки, определенные с учетом возможной разгрузки конструкции, и от элементов усиления (по предельным состояниям первой группы);
- после включения в работу элементов усиления – на полные эксплуатационные нагрузки (по предельным состояниям первой и второй группы).

Для конструкций, находящихся в обычных условиях эксплуатации, усиление которых вызвано дефектами и снижением несущей способности, расчет допускается производить только по первой группе предельных состояний.

Для сильно поврежденных конструкций (при повреждении площади сечений элементов или арматуры более чем на 50%) элементы усиления следует рассчитывать на полную действующую нагрузку, т.е. без учета остаточной несущей способности существующей конструкции.

VI. 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 $1...5 \text{ мм/узел}$, а при сопряжении металла с помощью болтов – 1 мм/узел .

2. ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2.1. Восстановление гидроизоляции и влажностного режима зданий

Влага является наиболее распространенным и сильнодействующим фактором в износе строительных конструкций, а при колебаниях температуры и загрязнении среды агрессивными примесями ее воздействие еще более усиливается. Все виды повышенной влажности конструкций вредны, и поэтому ее необходимо устранять путем их осушения. Высокая влажность конструкций определяется по внешним признакам: по их цвету, запаху, на ощупь или исследованием проб. Об избыточной влаге в конструкции свидетельствуют мокрые темно-серые или выцветшие пятна на стенах, растрескивание и вспучивание штукатурки. Увлажнение конструкций при наличии трещин в защитном слое способствует коррозии закладных частей и связей, арматуры. Нежелательным результатом увлажнения являются:

- коррозия бетонных и железобетонных конструкций и гниение деревянных;
- фильтрация мягких вод через конструкции вызывает выщелачивание извести – коррозию первого вида, а фильтрация засоленных вод – кристаллизационное разрушение бетона – коррозию третьего вида;
- промерзание стен: теплопроводность влажного материала, а тем более с прослойками воды, во много раз больше, чем сухого. Еще больше теплопроводность материала, в котором вода превратилась в лед.

В зависимости от источника увлажнения различают четыре вида увлажнения.

Строительная влага, попадающая в конструкции в ходе строительства и реконструкции вследствие применения влагоемких и гигроскопических материалов, увлажнения при транспортировке, хранении и мокрых процессов производства работ. Такая влага может удаляться из конструкций в процессе естественной сушки.

Атмосферная влага в конструкциях накапливается вследствие смачивания их дождевой водой при неорганизованном водоотводе с крыши, малом выносе карниза, а также при повреждении водосточных труб и желобов, покрытий карнизов, парапетов, балконов или в результате гигроскопического увлажнения атмосферным воздухом. Смачивание конструкций атмосферными осадками носит временный характер. Основные зоны и причины увлажнения частей здания атмосферными водами показаны на *рис. 2.1*. Защитить конструкцию от него можно специальными пропиточными и гидрофобными покрытиями (прил. 18, *табл. П.18.4*). Более устойчиво гигроскопическое увлажнение, но оно не создает высокой влажности конструкций (не более 2...3 %). Замачивание конструкций техническими водами происходит в основном в местах разрушения трубопроводов.

Источником *конденсационной влаги* является происходящий в здании процесс. При низкой температуре внутренней поверхности стены на ней или внутри конструкции выпадает из воздуха влага – конденсат. Конденсат может выпадать на внутренней поверхности стены или внутри конструкции, что зависит от распределения температуры в стене, парциального давления водяных паров воздуха и способности материала конструкции впитывать (сорбировать) влагу из воздуха. Точка росы может быть как в толще стены, так и на внутренней ее поверхности. Проникновение воздуха и вместе с ним водяных паров сквозь толщу конструкции вызывается парциальным давлением (упругостью) паров воздуха и зависит от температуры воздуха и с ее повышением увеличивается.

Движение воздуха с парами воды через конструкцию происходит с той стороны, где температура более высокая. Например, при температурном перепаде от -20 до $+20$ °С перепад парциального давления составляет $22,8$ МПа. Скорость проникновения воздуха через конструкции зависит от пористости материала. Повышенное насыщение конструкций влагой приводит к слианию воды в пустотах и порах в теплопроводящую пленку, в результате чего теплопроводность конструкций повышается, так как теплопроводность воды ($\lambda_w = 0,5 \text{ Вт/(м·К)}$) в 25 раз выше, чем воздуха ($\lambda_{воз.} = 0,02 \text{ Вт/(м·К)}$). Конденсат внутри стены может выпадать, если неправильно расположены разные по термическому сопротивлению слои конструкции – изнутри поставлен теплый слой, в результате чего образуется зона конденсации. Если теплый слой поставлен снаружи, зона конденсации не образуется. В однородной стене, даже в помещениях с высокой влажностью, но при плотном защитном слое изнутри зона конденсации не образуется.

Для устранения выпадения конденсата как на поверхности стен, так и внутри конструкции необходимо решать комплексную задачу: провести теплотехнический расчет и конструирование ограждающей конструкции, правильно располагая несущий слой стены, утеплитель и пароизоляцию (см. разд. 2.3). Это особенно важно при проведении реконструкции здания, когда необходимо устройство дополнительной теплоизоляции.

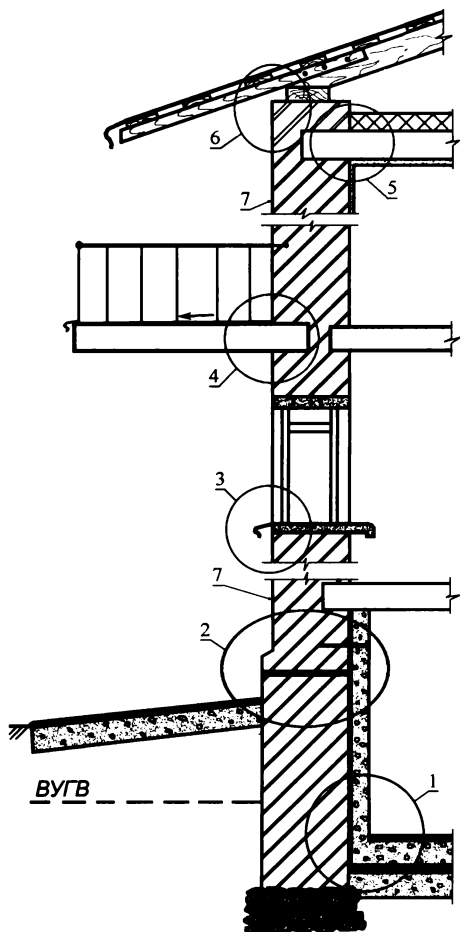


Рис. 2.1. Основные зоны и причины увлажнения наружных стен зданий:

- 1 – увлажнение стен подвала от грунтовых вод и разрушения отмостки;
- 2 – разрушение горизонтальной гидроизоляции;
- 3 – отсутствие или неправильное устройство отливов;
- 4 – нарушение водоотвода с балконов;
- 5 – нарушение температурно-влажностного режима чердака, недостаточная толщина утеплителя;
- 6 – нарушение изоляционных свойств крыши;
- 7 – наружная поверхность стены в зоне установки водосточных труб и желобов при их повреждении

Проникновение *грунтовой влаги* в конструкции объясняется притоком ее из грунта под действием капиллярных и осмотических сил при поврежденной гидроизоляции. Этот вид увлажнения является наиболее устойчивым и трудноустраняемым видом. Кирпич и строительные растворы обладают достаточно высокой пористостью – 10...20% и водопроницаемостью. Коэффициент фильтрации кирпича и цементного раствора составляет примерно $2 \cdot 10^{-5}$ см/с, известкового раствора (1:3) – $2 \cdot 10^{-4}$ см/с. Увлажнение стен грунтовой влагой осуществляется двумя путями: *капиллярным поднятием* влаги в конструкции; *электроосмотическим поднятием* влаги – перемещение влаги в конструкции под действием тока.

Высота капиллярного поднятия влаги в конструкции зависит от диаметра пор капилляров и определяется по формуле

$$H = 2a/(r g \rho), \quad (2.1)$$

где a – поверхностное натяжение воды (константа капиллярности); r – радиус капилляра; g – ускорение силы тяжести; ρ – плотность воды при данной температуре.

По формуле (2.1) вода по капиллярам поднимается тем выше, чем тоньше капилляры. Поскольку кирпичные стены (кирпич и раствор) неоднородны, фактическая величина поднятия воды в их капиллярах находится в пределах 0,5–1 м.

Внутри стен под влиянием различных физических явлений и химических процессов возникают слабые электрические токи: в результате теплового эффекта, вызванного нагревом конструкций солнечными лучами; от трения воздушных потоков о стены; из-за действия естественных гальванических пар, вследствие термопарного эффекта на стыке слоев конструкции. Электроосмотическое поднятие влаги в стенах может достигать 4...5 м, т.е. происходит увлажнение стен практически целого этажа. При этом чем больше разность потенциалов на участках стены, тем активнее подсасывается влага.

В подлежащих реконструкции зданиях в результате проведенного обследования зачастую выявляется, что гидроизоляционная защита локально или полностью разрушена.

Повреждение *горизонтальной гидроизоляции* стен может вызываться несколькими причинами:

- образованием трещин в стене;
- нарушениями при пробивке борозд и отверстий;
- отсутствием или некачественной укладкой изоляционного слоя при возведении стен;
- старением и деформированием гидроизоляционных материалов;
- значительным подъемом культурного слоя вблизи здания.

В связи с этим необходимо восстановление или устройство *горизонтальной и вертикальной гидроизоляции* стен для защиты от увлажнения грунтовой влаги. Горизонтальная и вертикальная гидроизоляция в основном менее долговечна, чем несущие конструкции здания, поэтому в период эксплуатации может потребоваться полная замена гидроизоляции или проведение ремонта.

Основные методы восстановления *горизонтальной гидроизоляции* стен:

- ◆ **Замена или дополнительное устройство гидроизоляции** (рис. 2.2). Замена гидроизоляции является сложным и трудоемким мероприятием. Необходимо короткими участками последовательно вскрывать сквозные штрабы (поз. 3), укладывать новый гидроизоляционный ковер (поз. 7), затем заделывать штрабы, тщательно расчеканивая швы раствором на расширяющемся цементе. Такая работа очень трудоемка, штрабы ослабляют стены, а наиболее нагруженные простенки придется временно подкреплять. Поэтому применяют другие методы, позволяющие избежать указанных недостатков.

- ♦ **Гидроизоляция стен гидрофобными составами (рис. 2.3).** Для восстановления гидроизоляции применяют инъецирование стен водонепроницаемыми растворами. Для этого бурят горизонтальные отверстия в стенах на глубину 0,9 толщины стены, диаметром 30 мм, вставляют в отверстия иньекторы (поз. 3) и нагнетают в стену растворы маловязких кремнийорганических соединений (ГКЖ-10 – этилсиликонат натрия или ГКЖ-11 – метилсиликонат натрия) или другие, обладающие водозащитными свойствами. Раствор подается в стену под воздействием гидростатического давления, создаваемого поднятием бака с раствором или с помощью сжатого воздуха. Однако при этом сложно контролировать качество гидроизоляционного слоя, где возможны участки, куда не проник состав.

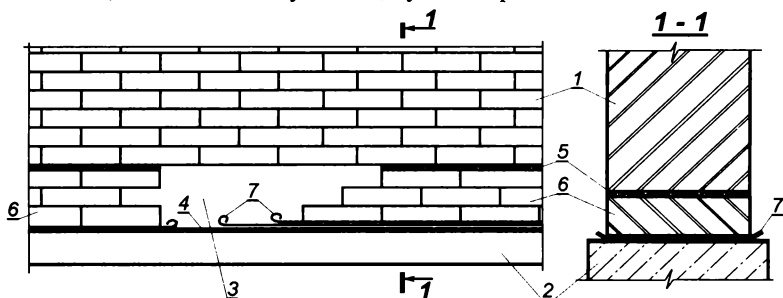


Рис. 2.2. Замена или дополнительное устройство гидроизоляции:

- 1 – кирпичная стена; 2 – цоколь здания; 3 – пробитое сквозное отверстие в стене на длину 1,5...2,0 м и высоту не менее 20 см; 4 – выравнивающий слой из цементно-песчаного раствора; 5 – зачеканенный цементным раствором зазор между новой и старой кладкой; 6 – новая кирпичная кладка; 7 – рулонная гидроизоляция

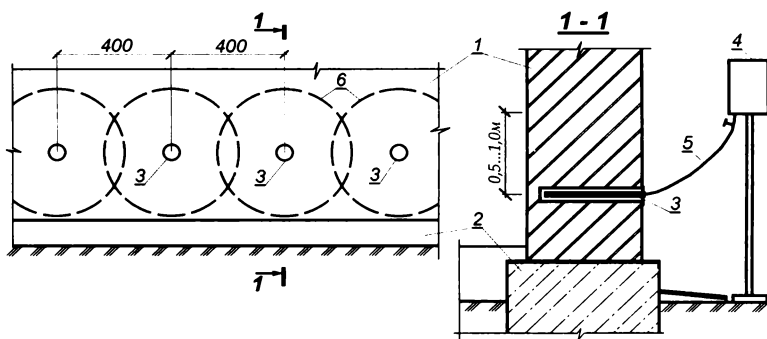


Рис. 2.3. Гидроизоляция стен гидрофобными составами:

- 1 – кирпичная стена, предварительно очищенная от загрязнения и высушенная до влажности не более 10%; 2 – цоколь здания; 3 – иньекторы $\varnothing 20...30$ мм, устанавливаемые в пробуренные в стене отверстия с шагом 400 мм на 0,8...0,9 толщины стены; 4 – бак с растворами кремнийорганических соединений ГКЖ-10 или ГКЖ-11, с подачей их одновременно в 10...12 иньекторов; 5 – резиновые шланги; 6 – граница обработки стены растворами с насыщенностью 90...95%

- ♦ **Устройство гидроизоляции способом гальваноосмоса (рис. 2.4).** Данный метод основан на движении жидкости через поры, капилляры и другие пустоты при наложении электрического поля. Если нейтрализовать разность потенциалов в мокрой стене коротким замыканием, то электроосмотическое воздействие на конструкцию прекратится и влага перестанет перемещаться. Если изменить естественную полярность между стеной и фундаментом, подав в верхнюю часть стены ток, то влага пойдет в обратном направлении, будет отжиматься вниз, в результате чего конструкция начнет осушаться.

При гальваноосмосе используется ток, создаваемый в сырой стене и грунте, гальваническими элементами. Причиной самопроизвольного возникновения тока служат химические реакции, протекающие в стене вокруг короткозамкнутых гальванических элементов (менее отрицательно заряженных стержней, поз. 2), подпитываемых от протектора (более отрицательно заряженных элементов, поз. 4), заложенного в грунт ниже уровня промерзания. В результате происходит самопроизвольное возникновение тока. Такой вид электроосмоса называется пассивным. Чем больше поверхность протектора, тем шире сфера его деятельности. Наибольшую разность потенциалов создают магниевые протекторы с длительностью службы от 8 до 20 лет при массе 5...10 кг. Протекторы рекомендуется выполнять в виде цилиндров или шаров. Расстояние между электродами принимается примерно 0,5 м.

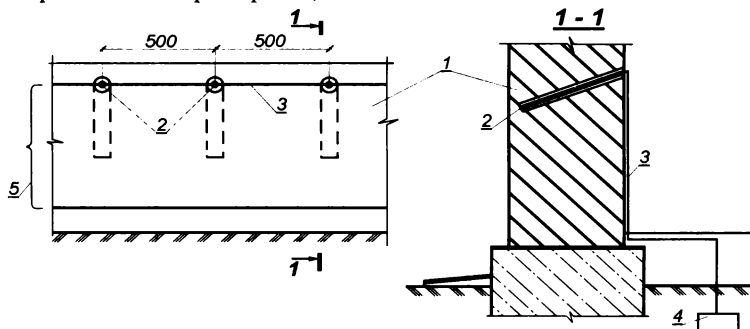


Рис. 2.4. Устройство гидроизоляции способом гальваноосмоса (самопроизвольное возникновение электрического поля):

1 – кирпичная стена; 2 – электроды (медные стержни), устанавливаемые в высверленные отверстия, которые затем заполняются жидким цементным раствором; 3 – соединительный провод; 4 – протектор (цинковая пластина, цилиндр или шар), устанавливаемый в грунте ниже зоны промерзания с шагом 5...12 м; 5 – зона самопроизвольного возникновения электрического поля, способствующего перемещению влаги в стене вниз

Наибольший эффект осушения стен достигается при активном электроосмосе, напряжение, подаваемое в стену при активном электроосмотическом осушении, 40...60 В, сила тока 3...5 А. Осушение наложенным током длится не более двух-трех недель, после чего источник отключается и установка превращается в пассивную.

- ♦ **Осушение стен нулепотенциальным способом (рис. 2.5).** Осушение стен осуществляется установкой в заранее просверленные отверстия стальных стержней (поз. 2) под углом 60°. Появление в электрически нейтральной среде проводников создает условия для поляризации среды, при которой у верхней зоны стальных стержней образуются отрицательно заряженное пространство, отжимающее вниз капиллярную воду.

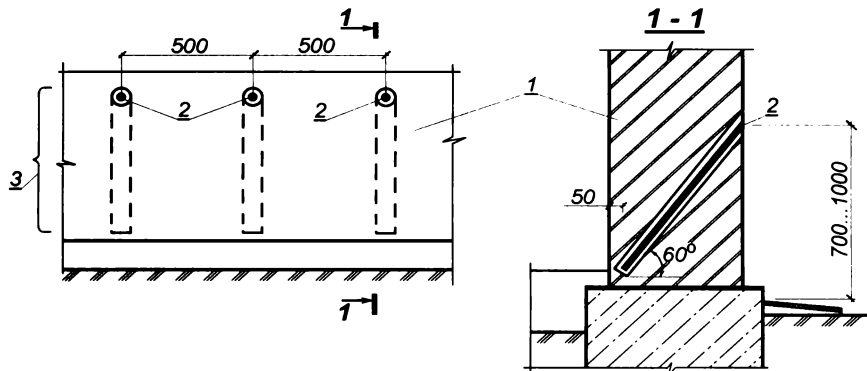


Рис. 2.5. Устройство гидроизоляции нулепотенциальным способом:

1 – кирпичная стена; 2 – стальные стержни $\varnothing 20 \dots 30$ мм, устанавливаемые в высверленные отверстия, которые затем заполняются жидким цементным раствором; 3 – зона, в которой отсутствует электрическое поле (исключается проникновение грунтовой влаги в стену)

♦ **Устройство гидроизоляции электротермическим способом** (рис. 2.6). Электротермический способ заключается во внедрении горизонтального карборундового стержня диаметром 25 мм (поз. 5), разогреве его до температуры $1400 \dots 1600$ °С и движении вдоль стены под действием лебедки при обеспечении постоянного натяжения в тросах до 300 кг. При этом кирпич или бетон расплавляется и образуется стекловидная масса (поз. 6), которая, застывая, превращается в надежную гидроизоляцию.

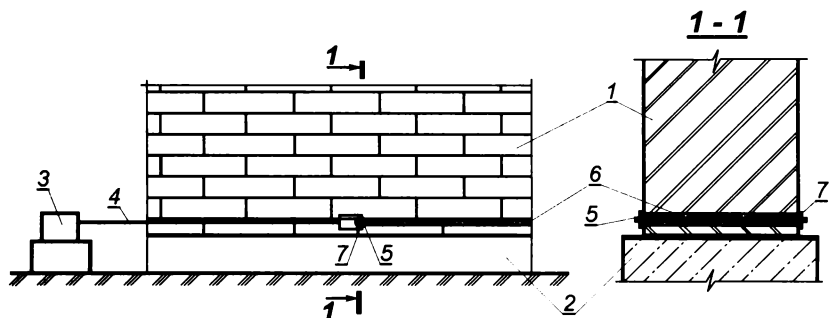


Рис. 2.6. Устройство гидроизоляции электротермическим способом:

1 – кирпичная стена; 2 – цоколь здания; 3 – электролебедка, обеспечивающая постоянное натяжение в тросах до 300 кг; 4 – трос; 5 – карборундовый стержень $\varnothing 25$ мм, вставляемый в просверленное отверстие в стене $\varnothing 26 \dots 30$ мм, к которому подается напряжение 380 В с силой тока 65 А, обеспечивающие нагрев стержня до температуры $1400 \dots 1600$ °С; 6 – гидроизоляционный стеклокристаллический слой толщиной 10...15 мм из расплавленной кирпичной кладки, образующийся со скоростью 40...50 см/ч; 7 – графитовые плашки на концах стержня, предохраняющие расплавленную массу от вытекания

Восстановление гидроизоляции вертикальных поверхностей в помещениях, полы которых заглублены ниже поверхности земли, можно проводить как снаружи здания, так и внутри подвальных помещений. Работы выполняются из рулонных материалов на основе битумных или синтетических материалов (прил. 17), специальными пропиточно-

кольматирующими составами на цементно-полимерной основе (прил. 18, табл. П.18.4), а также из бетона со специальными добавками, повышающими класс по водонепроницаемости до *W12* и выше (см. прил. 18). Если выполняется рулонная гидроизоляция, то после ее устройства выполняют глиняный замок из жирной мягкой глины толщиной 20 см или защитную стенку толщиной в 0,5 кирпича. Между защитной стенкой и стеной можно устроить вентиляционный канал, сообщающийся с наружным воздухом.

Восстановление гидроизоляции снаружи здания задача достаточно сложная, поэтому при значительных повреждениях и повышенной влажности в подвалах гидроизоляцию, конструкция которой зависит от верхнего уровня грунтовых вод (ВУГВ), устраивают со стороны помещений (рис. 2.7). При уровне грунтовых вод ниже пола применяют обмазочную гидроизоляцию, которую выполняют, нанося на поверхность за два раза мастику или слой раствора на водонепроницаемом цементе с введением в раствор гидрофобных добавок, а также пропитывают специальными пропиточно-кольматирующими составами на цементно-полимерной основе (см. прил. 18, табл. П.18.4), которые могут проникать в стены до 300 мм.

Если уровень грунтовых вод находится выше пола, применяют многослойную оклеечную гидроизоляцию. Во избежание ее отрыва гидростатическим давлением поверхность устраивают защитную прижимную конструкцию из бетона, а при превышении уровня вод в 0,8 м от поверхности пола – железобетонную. Одновременно с восстановлением гидроизоляции для отвода поверхностных вод от стен устраивают увеличенные по ширине отмостки с уклоном от здания.

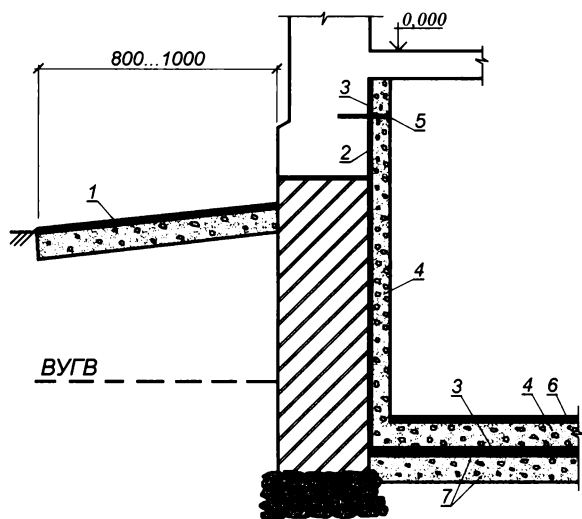


Рис. 2.7. Гидроизоляция стен подвала:

- 1 – отмостка; 2 – штукатурка;
- 3 – обмазочная гидроизоляция (при ВУГВ ниже пола подвала) или многослойная оклеечная гидроизоляция (при ВУГВ выше пола подвала);
- 4 – защитно-прижимная стенка из кирпича, бетона или железобетона;
- 5 – стальные штыри через 300...500 мм;
- 6 – новый пол подвала;
- 7 – старый пол подвала

2.2. Восстановление эксплуатационных качеств крыши и кровель

Техническое состояние крыши и кровли, их эксплуатационные качества оказывают большое влияние на состояние находящихся ниже этажей. Кровля находится в наиболее сложных и тяжелых условиях: она подвергается воздействию солнечной радиации, температурных колебаний, дождя, снега, различных агрессивных сред и механическим воздействиям при уходе за ней.

Различают *крыши с чердаком*, в которых они отделены от верхнего (чердачного) перекрытия чердачным помещением, и *совмещенные крыши* – вентилируемые и невентилируемые.

С эксплуатационной точки зрения наиболее рациональны *скатные крыши* с чердачными помещениями высотой до 2 м, позволяющие проводить работы по обслуживанию конструкций крыши, утеплителя, находящихся в чердачном помещении коммуникаций, а также упрощается соблюдение температурного режима чердака. Для скатных крыш с чердачными помещениями основными параметрами, соблюдение которых необходимо контролировать, являются:

- ♦ обеспечение режима естественной вентиляции чердака;
- ♦ предохранение утеплителя от механических повреждений и увлажнения;
- ♦ сохранность кровельного покрытия;
- ♦ сохранность теплоизоляции проходящих по чердаку коммуникаций, особенно теплотрасс;
- ♦ обеспечение нормального температурно-влажностного режима на чердаке, при котором разница температур чердака и наружного воздуха не должна превышать $2...4^{\circ}\text{C}$.

При несоблюдении вышеперечисленных параметров происходит увлажнение утеплителя, снижение его теплотехнических качеств, подтаивание снега и образование наледей на крыше.

Следовательно, для восстановления эксплуатационных качеств скатных крыш с чердачными помещениями необходимо выполнить следующие общестроительные мероприятия:

- ♦ отремонтировать слуховые окна. Если они расположены только с одной стороны здания, необходимо устроить продухи между чердачным перекрытием и кровлей, выше утеплителя или отверстия в прикарнизной части стены 20×20 см с установкой на них решеток. То есть необходимо создать качественное сквозное проветривание чердачного помещения, которое будет поддерживать нормативный температурный перепад $< 2...4^{\circ}\text{C}$;
- ♦ отремонтировать теплоизоляцию трубопроводов. Ее толщина не должна быть меньше 50 мм без учета защитной скорлупы, что также будет способствовать соблюдению температурного перепада;
- ♦ отремонтировать кровельное покрытие;
- ♦ просушить утеплитель, обеспечить требуемые теплотехнические характеристики утеплителя и его толщину. У наружных стен толщина утеплителя на ширину 40...50 см должна быть дополнительно увеличена до 50% расчетной.

Тенденция последнего времени – отказ от чердачных кровель в пользу мансардных. В этом случае даже при идеальном исполнении теплоизоляции температурный перепад между наружным воздухом и поверхностью кровли составляет порядка 6°C , т. е. снег начинает подтаивать и превращается в лед. Поэтому желательно, чтобы на кровле не было условий для накопления снежного покрова значительной толщины (≥ 10 см). Это означает, что уклоны кровли должны быть более 30%, отсутствовали бы внутренние углы (ендовы), горизонтальные площадки и карманы, т. е. кровля должна быть как можно проще. Однако с точки зрения архитектора, для которого крыша – один из главных элементов выразительности и разнообразия здания, это невозможно. В связи с этим, для избежания образования наледей на крышах применяют в основном два метода.

Первый метод – обработка поверхности крыш специальными полимерными композициями холодного отверждения, которые минимизируют сцепление снежного и ледя-

ного покрова с кровлей и препятствуют его закреплению на крыше. Одним из таких материалов является полимерная гидрофобная антиобледенительная композиция *ПРОЛ-Кровля*. Технология применения композиции, состоящей из силикосанового полимера с растворителями, добавками и наполнителями, разработана ОАО «ЦНИИПромзданий».

Второй метод – оборудование кровель специальными электроустановками, которые монтируются на кровле и при помощи автоматической системы включаются в нужный момент, что позволяет экономить электроэнергию. Нагревательные кабели используются с погонной мощностью 18...35 Вт/м для «холодных» и до 100 Вт/м для «теплых» крыш. Усредненный расход электроэнергии составляет примерно 150 кВт/ч на 1 м периметра крыши за сезон. Второй метод дороже и более трудоемок по сравнению с первым и применяется на ответственных зданиях и сооружениях.

Совмещенные крыши являются вторым основным видом крыш и в настоящее время эксплуатируются в большом количестве жилых и общественных зданий. В результате влияния многих факторов эксплуатационные качества совмещенных крыш нарушаются. К таким факторам можно отнести:

- ♦ механические повреждения кровли и старение материалов, в результате чего происходит увлажнение утеплителя и конструкций перекрытия, снижение теплозащитных свойств;
- ♦ перегрузка из-за слишком толстого слоя утеплителя и стяжки (использование утеплителя при устройстве уклонов, увеличение удельного веса материалов за счет увлажнения);
- ♦ неверные конструктивные решения крайней части крыши, расположенной над внешней стеной, в результате чего происходит нарушение температурного режима эксплуатации и образование сосулек, пробок из снега и льда на карнизе;
- ♦ трудность проведения ремонта (осушение или замена утеплителя).

Совмещенные неветилируемые крыши требуют больших эксплуатационных затрат, практически неремонтопригодны и недолговечны. Основная проблема как эксплуатируемой, так и неэксплуатируемой кровли – низкая надежность кровельного покрытия. По данным ЦНИИПромзданий, срок службы наплавляемых рулонных материалов, подвергающихся совокупному воздействию – знакопеременный температурный режим, увлажнение–высыхание, облучение в ультрафиолетовом спектре, распределенные и сосредоточенные механические нагрузки, составляет с битумно-полимерными материалами 10–12 лет. Другая проблема – это качество и долговечность утеплителя. Часто встречающаяся конструкция неэксплуатируемой утепленной плоской крыши по железобетонной плите (рис. 2.8), где кровельное покрытие выполнено в два слоя из наиболее распространенной наплавляемой битумно-полимерной модифицированной гидроизоляции по цементно-песчаной стяжке или непосредственно по слою утеплителя из минеральной ваты. В результате протечек вода попадает в теплоизоляционный слой. Увлажненное состояние каменной ваты самым негативным образом влияет на ее теплопроводные, прочностные и деформационные свойства, а также на долговечность. Повышается вероятность локальных отрывов кровельного покрытия – образование «пузырей». Возможно и промерзание участков с переувлажненной теплоизоляцией. Одна из технологий ремонта кровель с такими нарушениями – выявление дефектных участков покрытия и установка заплаток путем наплавления новых слоев гидроизоляции. Это самый простой способ, но неэффективный, так как проверить качество заделки протечки сложно, следовательно, высока вероятность получить протечку вновь, а проведенный локальный ремонт кровельного покрытия приводит к «консервации» переувлажненного утеплителя: снизу – пароизоляция, сверху – гидроизоляция. Последствия такого ремонта – снижение теплозащитных свойств покры-

тия и, в случае применения каменной ваты, растворение волокон теплоизоляции при контакте с водой. Более сложной и трудоемкой технологией является реконструкция покрытия – полная разборка существующего «пирога» до основания и устройство нового. Такой способ позволяет привести конструкцию в соответствие с современными требованиями по энергосбережению. Однако это связано с высокими трудоемкостью и стоимостью работ и материалов. Повысить надежность и продлить срок службы неветилируемых кровель можно путем замены типа утеплителя при реконструкции, что позволит увеличить жесткость основания под кровлю, так как чем жестче основание, тем лучше для кровельного материала. Этим требованиям удовлетворяют пенополистиролы, полученные методом экструзии, имеющие максимальную жесткость среди всех типов эффективной теплоизоляции (прил. 16). К тому же экструзионные пенопласты при увлажнении почти не снижают сопротивление теплопередаче, не изменяют прочностных и деформационных свойств и имеют срок службы не менее 50 лет. При укладке нового утеплителя его следует размещать и над наружными стенами (рис. 2.8). Более подробно весь комплекс мероприятий по улучшению содержания и ремонта кровель жилых зданий освещен в [29].

В связи с приведенными выше факторами рекомендуется применять при реконструкции зданий с совмещенными крышами новые современные материалы для кровли и утеплителя, повышающие долговечность кровель.

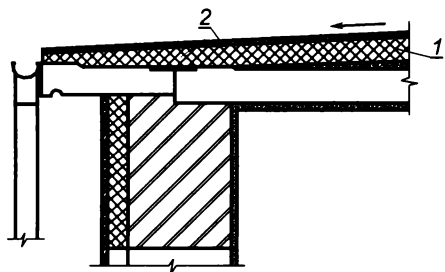


Рис. 2.8. Схема решения конструкции совмещенной крыши с наружным водоотводом:

*1 – утеплитель из экструзионных пенопластов, уложенный и над наружной стеной;
2 – кровельный ковер*

Кроме замены кровельного ковра и утеплителя при реконструкции рекомендуется также переоборудовать неветилируемую совмещенную кровлю в вентилируемую (рис. 2.9) с устройством вентилируемых прослоек между перекрытием и кровлей, при этом осушается утеплитель, но в то же время размер прослойки не позволяет осматривать или заменять утеплитель.

Наиболее перспективным способом продления безремонтного срока службы плоских крыш является применение иного конструктивного решения – **инверсионные кровли**. Инверсионная кровля – конструктивное решение, которое позволяет использовать каждый квадратный метр кровли, например, для парковки, размещения зоны отдыха и т.д. Другим ее достоинством является более продолжительный по сравнению с традиционной кровлей межремонтный срок эксплуатации. Одно из главных отличий инверсионной кровли от традиционной заключается в том, что утепляющий слой расположен не под гидроизоляционным ковром, а над ним. Такая конструкция позволяет предохранить гидроизоляционный слой от преждевременного старения и выхода из строя вследствие разрушающего воздействия ультрафиолетовых лучей, резких перепадов температуры, а также механических повреждений. Срок эксплуатации инверсионной кровли не менее 30 лет. Кроме того, такая кровля возводится быстрее, поскольку укладка утеплителя может производиться независимо от времени года. Инверсионная кровля представляет собой многослойную конструкцию, которая состоит из гидроизоляции, теплоизоляции, фильтрующего слоя, дренажно-распределительного слоя и верхнего слоя (рис. 2.10).

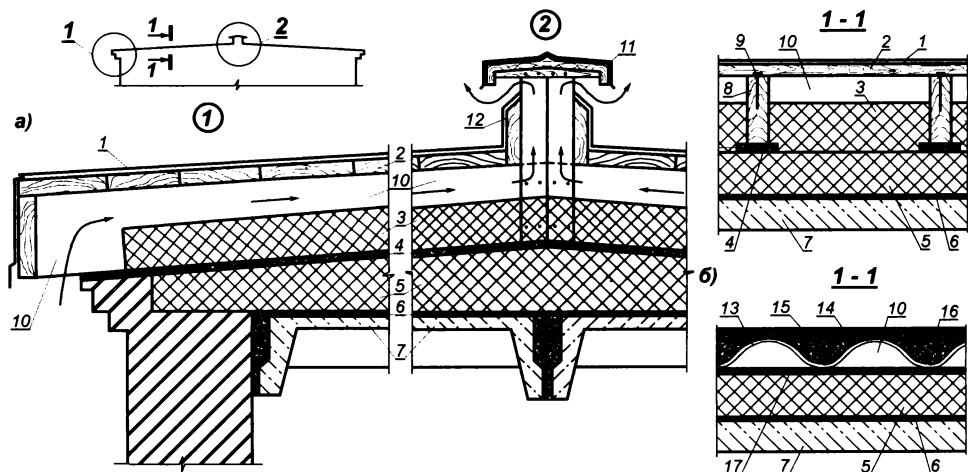


Рис. 2.9. Переоборудование неветилируемых кровель в вентилируемые:

а – кровля из железа с дополнительным утеплителем; **б** – кровля из волнистых асбестоцементных листов; **1** – кровельное железо; **2** – сплошная обрешетка из досок; **3** – дополнительный утеплитель; **4** – участки существующей стяжки, используемые в качестве опор для стропильных досок; **5** – существующий утеплитель; **6** – пароизоляция; **7** – железобетонная плита; **8** – стропильные доски сечением 50х200 через 1,0 м; **9** – гвозди; **10** – воздушные каналы; **11** – зонт из досок, покрытых кровельным железом; **12** – стенки канала из досок; **13** – волнистые асбестоцементные листы; **14** – сетка; **15** – водонепроницаемый ковер; **16** – асфальтовая или цементная стяжка; **17** – существующая стяжка, очищенная от старого водоизоляционного ковра

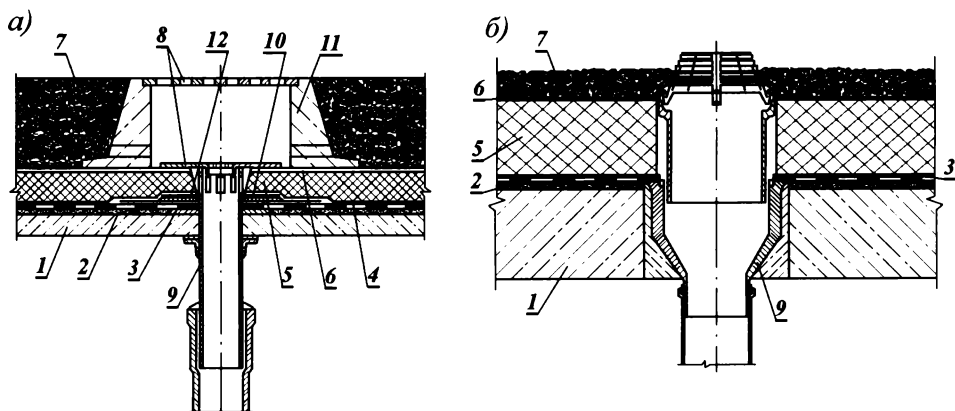


Рис. 2.10. Варианты устройства инверсионной кровли:

а – с бортовым камнем; **б** – со сборной водоприемной воронкой;

1 – железобетонная плита; **2** – выравнивающая стяжка; **3** – кровельный ковер; **4** – точечная приклейка теплоизоляции; **5** – теплоизоляция из экструзионного пенополистирола; **6** – предохранительный (фильтрующий слой) из геотекстиля; **7** – пригруз из гравия фракции 25...32 мм, толщиной не менее 50 мм; **8** – защитная решетка; **9** – водоприемный стояк (а), водоприемная воронка (б); **10** – герметизирующая мастика; **11** – бортовой камень; **12** – прижимной фланец

Одно из главных требований к утеплителю в инверсионной кровле - способность материала сохранять высокие прочностные и теплоизоляционные характеристики во влажной среде. В качестве теплоизоляционного материала, удовлетворяющего этому требованию, используется экструзионный пенополистирол различных марок (см. прил. 16). Закрытая пористость и свойства поверхности гранул пенополистирола обеспечивают минимальное водопоглощение. Устойчивость плит к циклическому перепаду температур обеспечивает высокую (до 500 циклов) морозостойкость без изменения механических и теплоизоляционных свойств. Высокие деформационно-прочностные характеристики плит позволяют воспринимать кратковременную распределенную нагрузку 500 кПа. Материал сохраняет стабильные физико-механические свойства, форму и размеры не менее 50 лет. Основанием для инверсионной кровли служит ровная поверхность монолитной уклонообразующей стяжки по плитам покрытия или по слою из легкого бетона.

Достоинства инверсионной кровли заключаются в следующем:

- отпадает необходимость в устройстве пароизоляции, при свободно уложенной мембране слой для выравнивания давления пара не нужен;
- кровлю можно выполнять отдельными участками и сразу после этого использовать для складирования материалов, необходимых для производства работ на соседних участках или любых других;
- кровля обладает хорошей ремонтпригодностью, а также возможностью быстрого монтажа при любой погоде;
- защита гидроизоляционного слоя от механических повреждений и перепада температур;
- утеплитель стоек к гниению и не способствует распространению плесени и грибов;
- легкость кровельных конструкций за счет отсутствия выравнивающих бетонных стяжек.

Для эксплуатируемой инверсионной кровли вместо засыпки из гравия возможна укладка бетонных тротуарных плит или устройство сплошного армированного бетонного покрытия. Настил из тротуарных плит рекомендуется укладывать поверх гравийной засыпки (фракция 5–10 мм толщиной не менее 30 мм), гравий по песчаной смеси или песка. Такое решение эксплуатируемой кровли позволяет комбинировать пешеходные зоны с участками обычной гравийной засыпки или зонами озеленения.

Помимо всех указанных выше вариантов устройства и ремонта совмещенных кровель возможна замена совмещенной крыши на скатную с чердачным помещением или мансардным этажом.

2.3. Утепление наружных ограждающих конструкций

В настоящее время вследствие значительного удорожания энергии теплоизоляция наружных ограждающих конструкций зданий стала одной из центральных проблем, так как значительная доля вырабатываемой энергии затрачивается на обогрев зданий. Устройство дополнительной изоляции позволяет при равных затратах получить постоянное снижение энергопотребления на 20...40%. Однако не следует забывать, что до 50...60% энергии тратится при доставке тепла к зданиям в результате низкоэффективной теплоизоляции трубопроводов, частых аварий на тепловых сетях.

Введенные в 2003 г. новые СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий» устанавливают требования к тепловой защите зданий в целях экономии энергии при обеспече-

нии санитарно-гигиенических и оптимальных параметров микроклимата помещений и долговечности ограждающих конструкций зданий и сооружений. Требования к повышению тепловой защиты зданий и сооружений, основных потребителей энергии, являются важным объектом государственного регулирования в большинстве стран мира. Эти требования рассматриваются также с точки зрения охраны окружающей среды, рационального использования невозобновляемых природных ресурсов и уменьшения влияния парникового эффекта и сокращения выделений двуокси углерода и других вредных веществ в атмосферу. Одновременно с созданием эффективной тепловой защиты необходимо принимать меры по повышению эффективности инженерного оборудования зданий, снижению потерь энергии при ее выработке и транспортировке, а также по сокращению расхода тепловой и электрической энергии путем автоматического управления и регулирования оборудования и инженерных систем в целом.

Кроме требований по эффективной тепловой защите зданий нормы [3] вводят новый показатель энергетической эффективности зданий – удельный расход тепловой энергии на отопление за отопительный период – q_h^{req} , с учетом воздухообмена, теплопоступлений и ориентации зданий. Для реконструируемых зданий рекомендуется, чтобы здание было отнесено как минимум к нормальному классу энергетической эффективности с $q_h^{req} = 69...80 \text{ кДж}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{сут})$.

В связи с этим устройство дополнительной теплоизоляции наружных ограждающих конструкций при реконструкции зданий вызвано в основном двумя причинами:

- ♦ нарушением теплозащитных качеств стен при эксплуатации в результате образования трещин, увлажнения и размораживания наружной поверхности стен;
- ♦ принятием новых нормативных требований к теплозащитным качествам ограждающих конструкций.

Ограждающие конструкции должны обеспечивать переход климатических условий окружающей среды в нормальные условия, обеспечивающие жизнедеятельность человека:

- ➔ средняя температура воздуха с точки зрения теплового комфорта должна быть $18...22 \text{ }^\circ\text{C}$ (в зависимости от назначения помещений), при этом вертикальное распределение температуры – равномерным и не превышать 3°C ;
- ➔ относительная влажность воздуха должна быть в пределах $50...60\%$ (нормальные условия).

Следовательно, для обеспечения комфортных условий строительные конструкции должны отвечать некоторым требованиям:

- ➔ внутренние поверхности ограждающих конструкций должны быть теплыми;
- ➔ окна и фрамуги должны иметь хорошие уплотнения и теплоизоляцию;
- ➔ поверхности должны обладать способностью паропоглощения;
- ➔ на внутренней поверхности стен не должен образовываться конденсат, т.е. их температура не должна опускаться ниже точки росы;
- ➔ при проектировании утепления необходимо учитывать наличие тепловых мостиков, образующихся на участках ограждающих конструкций с неоднородными материалами, резкого изменения поперечного сечения в местах пересечений конструкций.

При проектировании теплоизоляции необходимо, помимо учета температурного воздействия на ограждающие конструкции, учитывать воздействие на них давления водяных паров воздуха. Под воздействием разности давлений с двух сторон конструкции пара воздушная смесь из помещения с более высоким давлением стремится перейти во внешнее пространство с меньшим давлением, если конструкция паропроницаема. Паропроницаемость отдельных слоев многослойных конструкций различна, что может

вызывать внутри слоев неблагоприятные температурные изменения и приводить к конденсации пара и тем самым к увлажнению материалов. Конденсацию внутри конструкции следует предупреждать любыми средствами, поскольку она может приводить к ухудшению теплоизоляционной способности, появлению плесени и промерзанию конструкции. Конденсат пара происходит в том месте, где температура конструкции достигает точки росы или становится ниже ее, а также в тех зонах ограждающей конструкции, где будут пересекаться линии изменения насыщенного парциального давления водяного пара с линией фактического парциального давления водяного пара (рис. 2.11). Следовательно, наружные поверхности ограждающих конструкций нельзя покрывать слоем, обладающим высоким сопротивлением диффузии пара, т.е. с низким коэффициентом паропроницаемости, который будет препятствовать удалению из стены водяных паров. Одновременным нанесением паронепроницаемого покрытия на внутреннюю поверхность стены можно устранить конденсационное увлажнение конструкции, но в случае необходимости устройства такой паронепроницаемой облицовки в конструкции должна быть предусмотрена вентилируемая воздушная прослойка или надежная вентиляция самого помещения для приведения влажности воздуха к 50...60%.

Утепление стен можно осуществлять либо с внутренней, либо с наружной стороны ограждающих конструкций. Выбор варианта установки утеплителя зависит от того, с какой стороны выше парциальное давление паровоздушной смеси, вызывающее ее диффузию.

При установке утеплителя изнутри помещения через него будет диффундировать много влаги с влажным воздухом, и внутри стен, особенно на границе слоев с различной теплопроводностью, может образоваться конденсат (рис. 2.11, б), а наружный слой с большим количеством влаги будет разрушаться в результате размораживания.

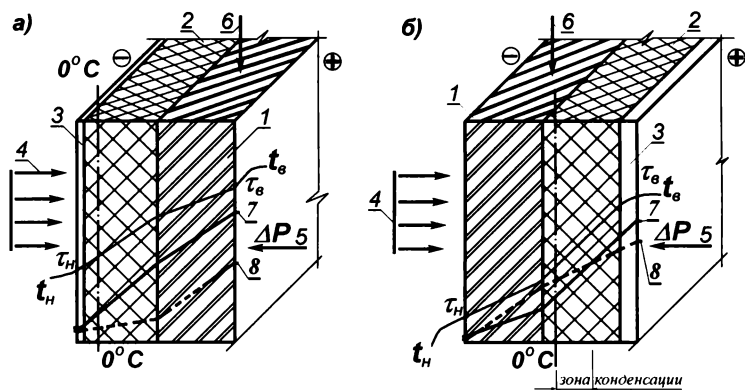


Рис. 2.11. Распределение температуры по толщине стены и возможность образования конденсата при устройстве утеплителя с наружной (а) и внутренней (б) сторон ограждающей конструкции:

1 – несущая стена; 2 – теплоизоляция; 3 – защитный слой; 4 – внешние воздействия на стену (шумы, давление холодного воздуха, дождя, температуры); 5 – внутреннее воздействие на стену паровоздушной смеси; 6 – нагрузки от вышележащих конструкций; 7 – распределения максимального парциального давления E ; водяного пара; 8 – изменения фактического парциального давления e ; водяного пара по толщине стены

При установке утеплителя снаружи стены (рис. 2.11, а) нулевая температура в стене будет вблизи наружной поверхности, где влага может удаляться в результате вы-

сушивания внешним воздухом, а влага со стороны помещений медленно диффундирует через плотный внутренний слой стены и поэтому не скапливается у наружной ее поверхности, не выпадает там в виде конденсата и замерзая не разрушает стену.

Следовательно, при утеплении стен теоретически правильно утеплитель ставить с наружной стороны, а плотный слой материала – изнутри. Но в этом случае необходимо утеплитель защищать от увлажнения атмосферными осадками, и если слой защиты плотный и толстый, то он может стать причиной накопления влаги и разрушения стены. Кроме того, необходимо учитывать сохранение архитектурной выразительности здания. В случае утепления стены изнутри необходимо устраивать надежную пароизоляцию. Такие стены «не дышат», и поэтому должна быть обеспечена надежная вентиляция помещений.

В зависимости от возраста стен, материала, теплотехнических характеристик, характеристик фасада тепловая защита здания может выполняться несколькими способами. Устройство дополнительной теплоизоляции с наружной стороны стен зданий зависит от многих факторов и может быть разделена на четыре основные группы.

Первая группа – теплозащитные покрытия, наносимые на эксплуатируемые здания промышленными методами, – различные составы теплоизоляционной штукатурки.

Вторая группа – облицовка наружных стен эффективными с точки зрения теплоизоляции и несущей способности керамическими или бетонными поризованными блоками.

Третья группа – многослойные фасадные теплоизоляционные системы, устраиваемые по «мокрому» способу.

Четвертая группа – устройство навесных вентилируемых фасадных систем.

Теплоизоляционную штукатурку можно наносить либо только на наружную фасадную поверхность, либо на наружную и внутреннюю поверхности. Для теплоизоляции применяют перлитовые штукатурки или перлитовые с гранулами полистирола с коэффициентом теплопроводности, равным соответственно $\lambda = 0,11 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)}$, $\lambda = 0,07 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)}$. В последнее время разработан и нашел применение еще один материал для теплоизоляционной штукатурки – пенополистиролбетон «Родипор», состоящий из гранул пенополистирола и поризованного цементного камня, который поставляется в виде сухой смеси. Плотность материала – 240 кг/м^3 , коэффициент теплопроводности $\lambda = 0,085 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)}$. Приведенные материалы обладают рядом преимуществ: простота нанесения (толщина слоя 50...60 мм); отсутствие необходимости использовать дюбеля, сетки; возможность использования на основании со значительной степенью повреждения; однородность слоя; пригодность для утепления внутри помещений. Перед нанесением таких штукатурок поверхность стены должна быть подготовлена: удалены слабые участки старой штукатурки; заделаны трещины; поверхность очищена от пыли. После нанесения утепляющей штукатурки выполняют декоративно-защитные штукатурки и краски. Такие штукатурки рекомендуются применять для зданий, термическое сопротивление ограждающих конструкций которых не намного ниже минимально допустимого, а также для доутепления выступающих частей зданий, локальных мостиков холода и таких зон, как углы и промерзающие торцы зданий, оконные откосы в комплексе с другими методами.

Вторая группа способов создания тепловой защиты здания представляет собой утеплитель, размещенный на существующей наружной стене реконструируемого здания, и слой защитно-декоративной кладки, выполненный с воздушным зазором (рис. 2.12). На существующую стену (поз. 1) наклеивается утеплитель из минераловатных плит (поз. 4) марки П-125 или другой марки (см. прил. 16), и при помощи анкеров (поз. 10) выполня-

ется защитно-декоративная стенка (поз. 2) из кирпича с устройством замкнутой воздушной прослойки толщиной 10...15 мм. Для повышения теплоизолирующей способности поверхность минераловатных плит, обращенная в воздушную прослойку (поз. 3), должна быть оклеена перфорированным пенофолом или армофолом (поз. 5) (см. прил. 16).

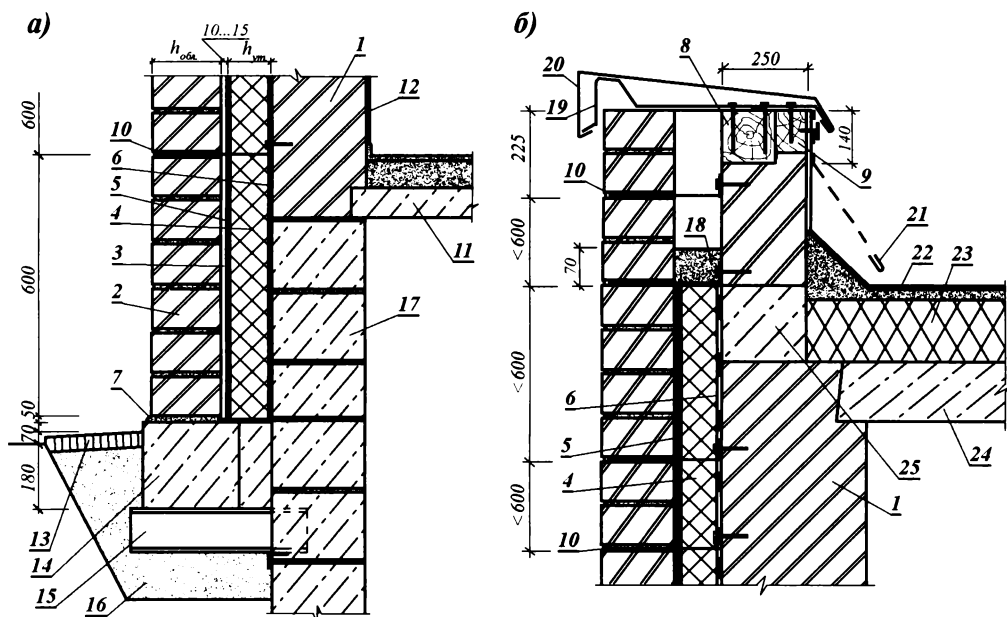


Рис. 2.12. Утепление наружных стен с облицовкой из кирпича или керамических блоков:
а – цокольная часть; **б** – карнизная часть;

1 – существующая стена (несущая часть) 2 – защитно-декоративная кладка; 3 – воздушный (рихтовочный) зазор; 4 – теплоизоляция из минераловатных плит; 5 – армофол или пенофол с перфорацией; 6 – клеевой слой; 7 – гидроизоляция, цементно-песчаный раствор; 8 – антисептированный деревянный брусок 210×40 мм; 9 – антисептированный деревянный брусок 140×40 мм; 10 – закладная сетка и анкер; 11 – перекрытие над подвалом; 12 – внутренняя штукатурка; 13 – отмостка по проекту; 14 – фундаментная балка; 15 – консоль под фундаментную балку; 16 – крупный песок; 17 – стена подвала; 18 – цементный раствор; 19 – костыль; 20 – слив; 21 – фартук; 22 – кровля; 23 – теплоизоляция покрытия; 24 – покрытие; 25 – термовставка из поризованного бетона

В случае размораживания наружной поверхности стены можно проводить утепление стен с наружной стороны и одновременно восстанавливать облицовку устройством дополнительной кирпичной кладки из эффективных керамических поризованных блоков на поризованном растворе (рис. 2.13). Керамоблоки обладают низким коэффициентом теплопроводности $\lambda = 0,154...0,26 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$ по сравнению с обычным кирпичом и малой плотностью – 800...1000 кг/м³, что позволяет, в некоторых случаях обойтись без утеплителя или уменьшить его толщину.

В обоих случаях (рис. 2.12 и 2.13) выполнять облицовку необходимо из материалов, обладающих хорошей паропроницаемостью, чтобы паровоздушная смесь не встречала препятствий при ее миграции из замкнутой воздушной прослойки наружу.

При этом возможна отделка наружной поверхности облицовки гидрофобными, но паропроницаемыми покрытиями.

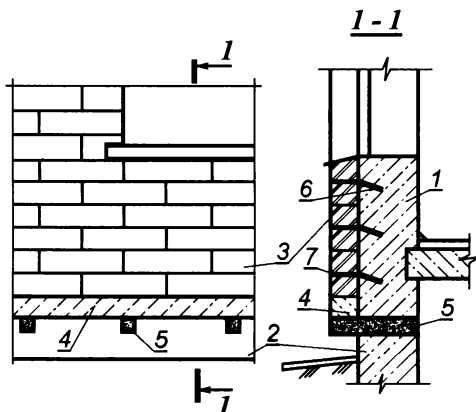


Рис. 2.13. Утепление стен с наружной стороны с помощью керамических блоков:

1 – наружная стена; 2 – цокольная панель;
3 – дополнительная теплоизоляция из эффективного керамического поризованного кирпича на поризованном растворе; 4 – железобетонные перемычки; 5 – металлические или железобетонные консоли, забетонированные в отверстиях, вырубленных в цокольных панелях;
6 – связи, установленные на растворе в высверленных скважинах через 400...500 мм по высоте и через 1000 мм по длине; 7 – арматурные сетки в горизонтальных швах, привязанные к связям

Третья группа способов создания тепловой защиты здания представляет собой многослойную фасадную теплоизоляционную систему, в которой утеплитель размещается на существующей наружной стене реконструируемого здания и по нему наносится слой защитно-декоративной штукатурки. Несущая стена может быть выполнена из полнотелого глиняного кирпича толщиной 510 мм, а также из бетонных блоков или монолитного железобетона, на которую наклеивается слой теплоизоляции из плитного пенополистирола типа ПСБ-С или минераловатной плиты на синтетическом связующем с защитным слоем толщиной 4,5 мм из штукатурки. Защитно-декоративная штукатурка должна иметь нулевой предел распространения огня и армирована щелочестойкой стеклосеткой. Толщина штукатурки 4,5 мм и не менее 7 мм – в цокольной части.

При теплоизоляции из пенополистирола необходимо предусматривать расщечки из негорючих материалов – минераловатных плит на всю толщину слоя теплоизоляции и высотой не менее толщины перекрытия. Теплоизоляционные плиты крепят к несущему слою стены на клею и дополнительно распорными стеклопластиковыми дюбелями. Для наклейки минераловатных или пенополистирольных плит используется специальный клей, который должен иметь прочность сцепления с основанием не менее 0,9 МПа. Клей наносится на плиту по всему периметру, при этом площадь приклеенной поверхности плит – не менее 40%. Установку и наклеивание теплоизоляционных плит выполняют с перевязкой швов с устройством зубчатого защемления на внешних и внутренних углах стен. Установка стеклопластиковых дюбелей для крепления плит теплоизоляции должна выполняться на глубину 45...50 мм после полного высыхания клеевого состава.

При устройстве защитного слоя на поверхность закрепленного утеплителя наносится клеевой состав, на котором фиксируется и втапливается полотно стеклосетки. Второе и последующие полотна стеклосетки устанавливают с напуском 9-10 см на предыдущее. Окрашивание штукатурки выполняется силикатными или акриловыми фасадными красками.

На высоту не менее 2,5 м от планировочной отметки защитный слой должен выполняться толщиной не менее 7 мм с устройством дополнительного слоя стеклосетки. Отделка цоколя может выполняться из материалов повышенной прочности и стойкости к истиранию, допускающих их очистку и мойку, например из лицевого кирпича, плит из натурального или искусственного камня, керамической плитки, мозаичной

штукатурки и др. Парапеты, пояса, подоконники и т.п. должны иметь сливы из оцинкованной стали, которые обеспечивают отвод атмосферной влаги и исключают возможность ее сбегания непосредственно по стене.

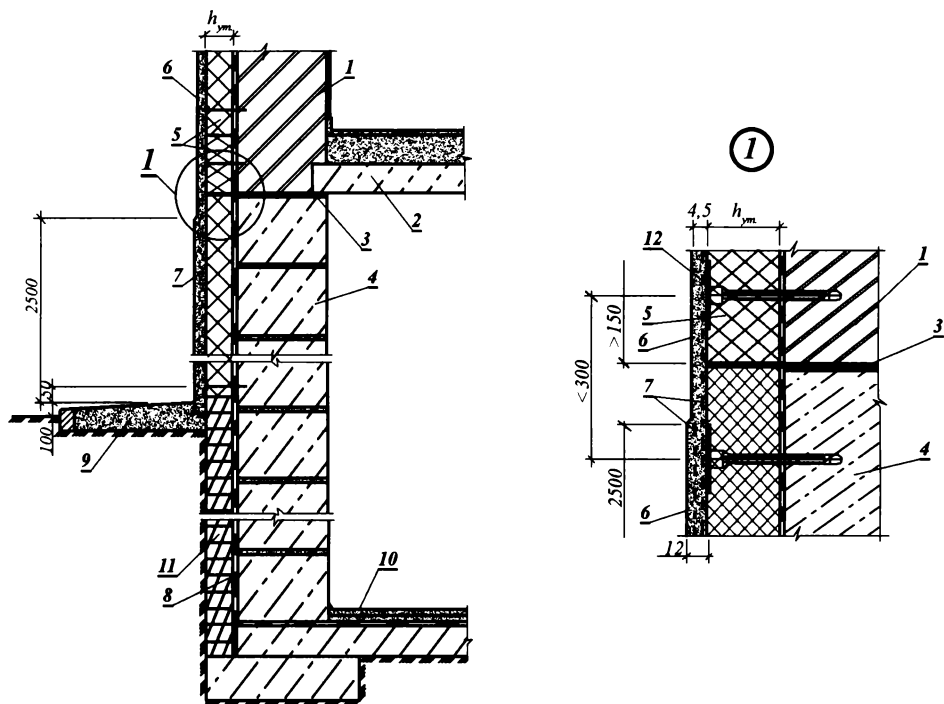


Рис. 2.14. Утепление наружных стен с защитно-декоративным слоем из тонкослойной штукатурки («мокрый» способ):

1 – стена; 2 – перекрытие подвала; 3 – гидроизоляция, цементно-песчаный раствор; 4 – стены подвала; 5 – теплоизоляция из минераловатных плит и из пенополистирола; 6 – декоративная штукатурка; 7 – армирующая сетка; 8 – обмазочная гидроизоляция; 9 – отмостка; 10 – пол подвала; 11 – защитная стенка из кирпича; 12 – дюбель из полиамида или полиэтилена

Четвертая группа способов создания тепловой защиты здания представляет собой систему навесного вентилируемого фасада (НВФ). Навесной вентилируемый фасад представляет собой закрепленную на ограждающей несущей стене конструкцию, состоящую из теплоизоляции, направляющих для крепления облицовки и самой облицовки. Между теплоизоляцией и облицовкой имеется воздушный зазор (рис. 2.15).

Одно из главных достоинств навесного фасада – надежная защита стен от осадков. В качестве облицовки используют материалы не только устойчивые к внешним воздействиям, но и красивые – керамогранит, натуральный камень, композитные панели из алюминия или пластика, цементно-волокнистые плиты, тонированное стекло. К тому же керамогранит и натуральный камень долговечны, безремонтный срок службы фасада составляет до 50 лет.

Помимо защитно-декоративной функции вентилируемый фасад выполняет еще одну – обеспечивает требуемое по современным строительным нормам утепление стены. Благодаря утеплителю, толщина которого определяется теплотехническим расчетом для конкретного здания, уложенному под облицовку, теплопотери через стену сокращаются в 2–3 раза, в помещении создается благоприятный для человека микроклимат. В конст-

рукции НВФ не требуется пароизоляция – обязательный атрибут систем внутреннего утепления, так как точка росы сдвигается из несущей стены в теплоизоляционный слой, а конструкция вентфасада способствует выводу из стены водяного пара, неизбежно имеющегося внутри помещения и стремящегося из зоны тепла в зону холода – на улицу. Поскольку стена не отсыревает, ее тепловое сопротивление не уменьшается, не происходит образования плесени и грибков, которые в итоге могли бы привести к ее разрушению. К достоинствам НВФ также следует отнести возможность выравнивания стен, что довольно сложно сделать в случае штукатурных фасадов. Из-за отсутствия «мокрых» процессов, обязательных при штукатурных работах, вентилируемый фасад можно монтировать при минусовых температурах. Кроме того, в отличие от оштукатуренных фасадов навесные не нужно будет со временем обновлять, т.е. сокращаются расходы на эксплуатацию. При необходимости вентилируемый фасад можно отремонтировать: облицовочные плиты легко снимаются и устанавливаются обратно.

Система НВФ состоит из несущей основы (подконструкция) – это элементы, обеспечивающие крепление облицовочного материала к стене. В составе подконструкции – кронштейны, вертикальные или горизонтальные направляющие, которые монтируются на кронштейны, а также комплектующие, при помощи которых крепится облицовочный материал. Кронштейны проходят сквозь утеплитель и могут выполняться нерегулируемыми и регулируемыми. Материал кронштейнов и направляющих – алюминий, оцинкованная или нержавеющая сталь. Предпочтительнее изделия из нержавеющей стали, так как в сравнении с другими они обладают меньшей теплопроводностью, более высокими долговечностью и огнестойкостью. Для уменьшения теплопотерь через НВФ и увеличения коэффициента теплотехнической однородности системы r необходимо ликвидировать мостик холода в конструкции через кронштейн: он всегда металлический. Для этого между стеной и кронштейном обязательно должна быть морозостойкая прокладка (паранитовая или полипропиленовая), также кронштейн может иметь перфорированную структуру (при сохранении его прочности).

Плиты утеплителя (обычно однослойные) крепятся к стене не только кронштейнами, но и, как правило, двумя грибковыми дюбелями с сердечником из стекло или углепластика, прочность и надежность которых подтверждена соответствующими испытаниями и которые предназначены для конкретного материала несущей стены.

Требования, предъявляемые к утеплителю:

- ♦ должен обеспечивать пожарную безопасность, следовательно, рекомендуется применять материалы, относящиеся к категории негорюемых (группа НГ), температура плавления волокон – более 1000°C ;
- ♦ обладать низким коэффициентом теплопроводности – $\lambda = (0,034 \dots 0,045) \text{ Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$ и невысокой плотностью $80 \dots 150 \text{ кг}/\text{м}^3$;
- ♦ достаточной прочностью на сжатие – $10 \dots 20 \text{ кПа}$, что определяет удобство монтажа и надежность в эксплуатации. В вентфасаде утеплитель находится в вертикальном положении, испытывая постоянные нагрузки от собственного веса. Недостаточная прочность приводит к тому, что у плит меняется геометрия (они «сползают» и становятся тоньше), из-за чего сокращается срок службы утеплителя и увеличиваются теплопотери через вентфасад;
- ♦ высокая паропроницаемость, необходимая для того, чтобы пар не задерживался в плитах;
- ♦ утеплитель должен иметь низкое водопоглощение: если во время монтажа пошел дождь, вода должна не впитываться в плиту, а стекать с нее;

- ♦ плита должна быть достаточно прочной на отрыв слоев (не ниже 3 кПа), так как поток воздуха, циркулирующий в вентиляционном зазоре, может вырывать волокна из плиты. В этом случае плиты следует закрывать ветрозащитными мембранами с высокой паропроницающей способностью, которые фиксируются на стене тем же крепежом, что и утеплитель.

В качестве теплоизоляционных материалов в системе НВФ могут использоваться – плиты из минеральной ваты на основе горных пород базальтовой группы (Техно Вент, Rockwool «Вентибаттс» и др. (см. прил. 16).

И последний элемент НВФ – вентиляционный зазор, который расположен в зазоре между теплоизоляцией и облицовкой и предназначен для удаления влаги из утеплителя. В зазоре циркулирует воздушный поток, который создается за счет разности температур воздуха снаружи и внутри зазора. Разность температур приводит к разности давлений, и чем больше эта разность, тем выше скорость воздушного потока.

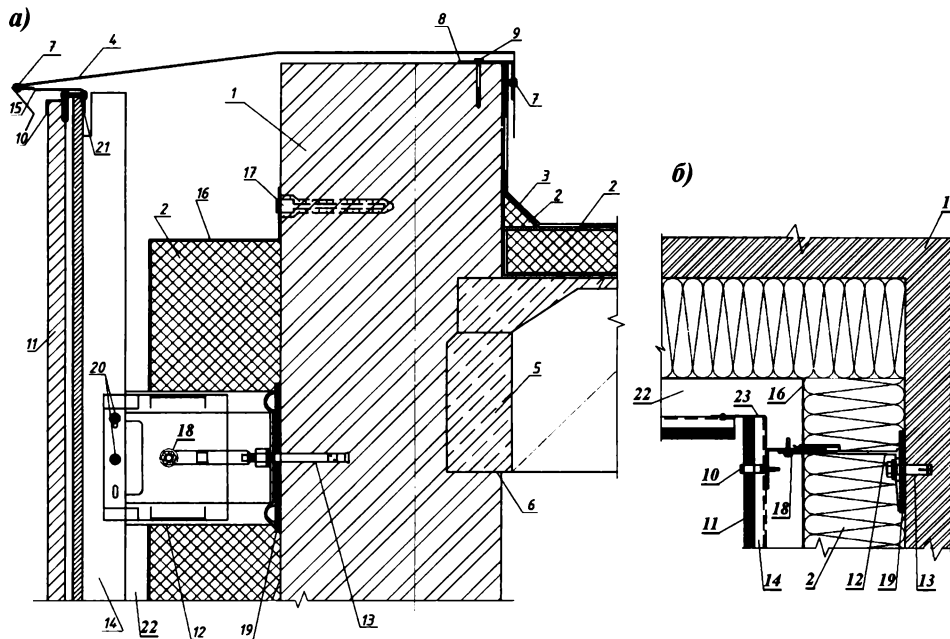


Рис. 2.15. Конструкция системы навесного вентилируемого фасада:

- 1 – наружная стена (несущая основа); 2 – утеплитель (минераловатные плиты); 3 – кровля;
 4 – защитный фартук из оцинкованной стали; 5 – железобетонная плита покрытия; 6 – опорная площадка плиты; 7 – заклепка нержавеющей; 8 – гнутый уголок; 9 – дюбель; 10 – кляммер; 11 – облицовка из керамогранита; 12 – кронштейн; 13 – анкерный дюбель; 14 – вертикальные и горизонтальные направляющие из оцинкованного профиля; 15 – направляющая из Г-образного профиля; 16 – ветрозащитная пленка типа «Тайвек»; 17 – тарельчатый дюбель; 18 – регулировочный винт; 19 – изолирующая прокладка; 20 – заклепка; 21 – саморез; 22 – вентилируемая воздушная прослойка; 23 – угловой профиль

Утепление наружных стен с внутренней стороны необходимо проводить, выполнив предварительно подготовительные работы: вскрытие полов вдоль утепляемых стен, снятие обоев или краски, просушка или ремонт сырых мест, вскрытие промерзающих стыков.

Дополнительное утепление изнутри необходимо проводить, располагая слои в следующем порядке: внутренняя поверхность стены, теплоизоляционный слой, пароизоляция, отделочные слои (рис. 2.16). Для утепления наружных стен с внутренней стороны можно использовать теплоизолирующие штукатурки типа «Родипор».

Утепление плитными материалами (рис. 2.16, б) рекомендуется производить в распор между антисептированными рейками, приклеивая эти материалы точками к внутренней поверхности стены. При устройстве утепления внутри здания необходимо уделять особое внимание радиаторным участкам стен, где потери тепла значительно выше.

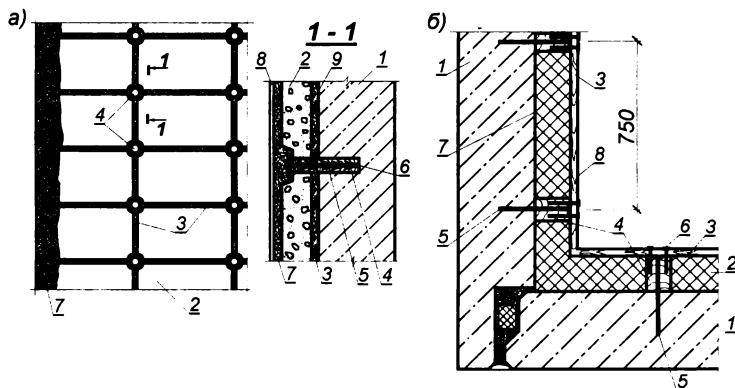


Рис. 2.16. Утепление наружных стен зданий с внутренней стороны:

а – утепление с внутренней стороны с помощью керамзитобетонных плит;

1 – наружная стеновая панель; 2 – дополнительная теплоизоляция из керамзитобетонных плит; 3 – поризованный раствор; 4 – оцинкованные штыри; 5 – деревянные пробки; 6 – клин с тыльной стороны пробки; 7 – цементно-песчаная штукатурка; 8 – отделочное покрытие; 9 – поверхность панели, подготовленная к утеплению (очистка, сушка);

б – утепление с внутренней стороны;

1 – наружная стеновая панель; 2 – дополнительная теплоизоляция; 3 – экран из материалов на основе древесины; 4 – элементы факверка из антисептированной древесины; 5 – крепление факверка; 6 – шурупы; 7 – внутренняя поверхность панели, подготовленная к утеплению (очистка от отделочных покрытий, сушка, ремонт стыков); 8 – отделочное покрытие

2.4. Восстановление облицовки стен

Причины повреждения облицовки

Деформации кладки под нагрузкой происходят в значительной части за счет сжимаемости растворных швов, особенно в кладке на растворах низкой прочности. Относительные деформации керамических камней почти в 15 раз меньше относительных деформаций растворных швов. При различной высоте камней облицовочного слоя и кладки деформации облицовочного слоя меньше, чем кирпичной кладки, как за счет меньшего количества швов, так и за счет меньших деформаций самой керамики, являющейся более плотным и прочным материалом по сравнению с обыкновенным кирпичом. При одинаковых деформациях напряжения в облицовке больше, чем в кирпичной кладке. Облицовка, как правило, напряжена сильнее, чем кладка, из-за большей ее жесткости. Напряжение в облицовке продолжает возрастать с течением времени вследствие деформаций ползучести кладки. В результате температурных колебаний, особен-

но в весенний период, в облицовке возникают напряжения сдвига, которые ускоряют разрушение облицовки, находящейся в напряженном состоянии.

Величина деформаций ползучести разных видов кирпича неодинакова. Этим и объясняются частые разрушения фасадных керамических облицовок стен, выполненных из кирпича силикатного или глиняного полусухого прессования. Существенное влияние на прочность облицовки оказывает качество работ (ровность, плотность, одинаковая толщина швов в кладке и облицовке). Колебания в толщине швов в кладке и облицовке вызывают в перевязочных тычковых камнях значительные напряжения изгиба и среза, приводящие к нарушению связи облицовки с кладкой.

Разрушение лицевой кладки из керамических камней чаще наблюдается в стенах, выполненных из силикатного кирпича, из-за больших деформаций ползучести основной кладки. Разрушение лицевой кладки, как правило, начинается с появления трещин в тычковых рядах, связывающих ее с кладкой стены. Эти трещины наблюдаются на широких наружных откосах оконных и дверных проемов. Происходит выпучивание лицевой кладки и образование вертикальных зазоров между четвертью и коробкой, которое может вызвать падение облицовочного слоя. Появление вертикальных трещин в камнях простенков по фасаду свидетельствует о значительном перенапряжении кладки. Увеличение деформаций ползучести кладки стены вызывает появление новых трещин в облицовке и даже полное разрушение лицевого слоя.

Ремонт облицовки

При наличии отслоений облицовки от кладки до 20 мм и при перенапряжении кладки (без учета работы облицовки) не более чем на 20% должно производиться крепление отслоившейся облицовки к кладке стены стальными связями (рис. 2.17, а). Связи ставятся из стержней диаметром 10...12 мм периодического профиля. Отверстия для связей диаметром до 32 мм и длиной 350...400 мм под углом 30° к горизонтали просверливаются ручным электрифицированным инструментом. Отверстия просверливаются в местах пересечений горизонтального шва с вертикальным, по обе стороны которого камни расположены только ложками (но не тычками). Подготовительные отверстия промывают водой, заполняют пластичной цементно-песчаной пастой. В отверстия вставляют стержни и заделывают пастой с последующей расшивкой шва. Установка связей из стержней должна производиться с шагом 60...80 см по горизонтали и по вертикали. Зазоры между кладкой стены и облицовкой рекомендуется заинъецировать цементным раствором не ранее чем через 7 суток после установки связей. Крепление существующей облицовки рекомендуется производить захватками по ширине до 5 м и высоте не более 2 м. К работе по креплению облицовки в вышележащей захватке следует приступить не ранее чем через сутки после выполнения работ в нижележащей захватке.

При разрушении облицовки или ее отслоении от кладки более чем на 20 мм и при перенапряжении кладки (определяется расчетом без учета облицовки) не более чем на 20% облицовку необходимо заменить, выполнив ее из того же типа керамических камней или из слоя бетона, армированного сеткой, с последующей штукатуркой, рустовкой и окраской под цвет облицовки. Вновь выложенную облицовку из керамических камней следует укреплять металлическими стержнями (см. рис. 2.17, а) с прокладкой стальной сетки в горизонтальных швах облицовки в местах установки связей и креплением их к сетке.

В процессе реконструкции зданий, имеющих историческую ценность или являющихся памятниками архитектуры, возникает необходимость проводить работы по восстановлению или ремонту фасада. В этих случаях нельзя применять облицовку из обычных керамических камней. Необходимо как можно более точно воспроизвести

внешний облик здания. Такие работы можно проводить, используя композиционные материалы, в частности КМ на основе дисперсно-армированных (фиброармированных) бетонов. В ЦНИИпромзданий разработаны проектные предложения нескольких систем универсальных накладных и приставных элементов декорирования фасадов из КМ, принципиально подобных классическим архитектурным ордерам. Номенклатура архитектурных форм включает в себя: карнизы, стволы колонн, пилястры, капители, базы колонн, наличники, «точечные» декоративные элементы. С помощью этих элементов могут быть решены как фасады в целом, так и отдельные фрагменты, при этом элементы декора могут быть выполнены в любом стиле, так как сам материал (фиброармированный бетон – ФАБ) обладает высоким уровнем пластической податливости. Готовые элементы декора крепятся к элементам фахверка, которые укрепляются на существующие стены на некотором расстоянии от стены, что можно использовать для дополнительного утепления наружных стен. Такими элементами можно реконструировать фасады обычных жилых, общественных и промышленных зданий, изменяя архитектурный облик микрорайона.

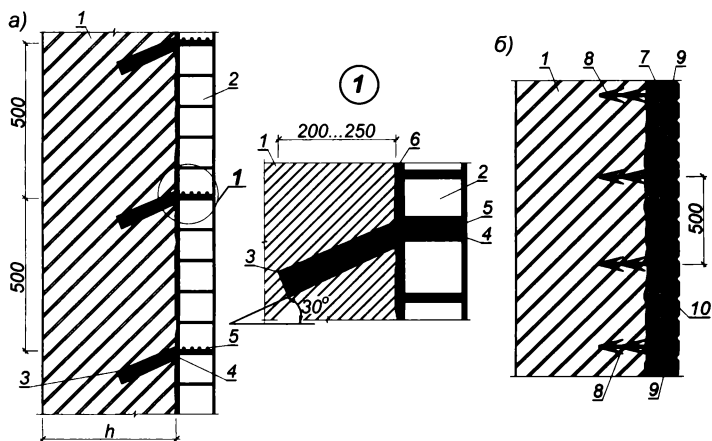


Рис. 2.17. Восстановление облицовки и штукатурного слоя:

***а** – замена облицовки; **б** – восстановление штукатурного слоя;*

1 – кладка стены; 2 – новая облицовка; 3 – отверстия диаметром 20...30 мм на глубину 250...300 мм через 500 мм по высоте и 1000 мм по горизонтали; 4 – связи из стержней периодического профиля диаметром 10...14 мм длиной 350...400 мм; 5 – арматурная сетка в горизонтальных швах кладки; 6 – цементно-песчаный раствор; 7 – штукатурка; 8 – металлические связи (ерши), забиваемые в швы кладки стены через 500 мм по высоте и горизонтально; 9 – арматурная сетка, привязанная к металлическим связям; 10 – фактурный слой штукатурки

2.5. Замена конструкций перекрытий в реконструируемых зданиях

Выбор метода ремонта перекрытий зависит от их существующих решений и примененных материалов. Во всех случаях при проектировании реконструкции стремятся максимально использовать конструкции, пригодные для дальнейшей эксплуатации, если это не противоречит тепло- и звукоизоляционным требованиям, прочности и долговечности здания.

Если конструкции перекрытий находятся в удовлетворительном техническом состоянии, проводят мероприятия по ликвидации обнаруженных дефектов и повреждений, а в случае увеличения нагрузки проводят усиление отдельных элементов перекрытий. Работы по усилению и восстановлению проводят, если есть гарантия, что эти мероприятия обеспечат надежную эксплуатацию здания на расчетный период.

Причинами, по которым проводят частичную или полную замену конструкций перекрытий, являются:

- ➔ не соответствующие условиям эксплуатации конструктивные решения на отдельных участках перекрытий. Например, деревянные перекрытия над санитарными узлами;
- ➔ капитальный ремонт здания с полной сменой перекрытий по всей площади этажей с перепланировкой этажей. Неудовлетворительное состояние существующих перекрытий и проектируемым длительным послеремонтным сроком эксплуатации здания.

В основном заменяют перекрытия, выполненные из древесины, которые наиболее распространены в зданиях старой постройки и по объему составляют около 80% всех типов перекрытий.

Для замены части перекрытий применяют сборные железобетонные элементы средней и малой массы, сборно-монолитные конструкции, а также монолитные железобетонные плиты по стальным балкам. Такие конструкции используются, когда нет возможности применить башенный кран для монтажа изделий большой массы.

Перекрытия из элементов малой и средней массы собирают из несущих балок и различного вида вкладышей (рис. 2.18, а), устанавливаемых по нижним полкам балок. Балки применяют железобетонные или стальные, таврового или двутаврового сечения, устанавливаемые с шагом 0,6...0,8 м. Высота железобетонных балок зависит от перекрываемого пролета и меняется в пределах 180...320 мм. Вкладыши могут применяться в виде ребристой корытообразной плиты толщиной 0,09 м, сплошной плиты или легкого бетонных пустотных блоков.

Применяют также перекрытия, собираемые из балок-настилов (рис. 2.18, б), укладывая Т-образные, пустотелые или сплошные элементы вплотную. Плиты изготавливаются пролетом 4...7,4 м, шириной 0,5...1,0 м, высотой 220 мм из бетона класса В20...В25. Предварительно напряженная арматура – высокопрочная проволока Вр1200 (Вр-II) или стержневая классов А600 (А-IV), А800 (Ат-V). Швы между блоками замоноличивают раствором. Можно увеличить ширину шва и установить в нем арматурный каркас (рис. 2.18, б, поз. 19). В таком конструктивном решении балки-настилы способны нести монтажные нагрузки до получения монолитным бетоном проектной прочности.

Монолитные перекрытия используют, когда применение сборных деталей не рационально. В зданиях со сложной конфигурацией сборный вариант приводит к необходимости монтажа множества типоразмеров при незначительном количестве каждого из них. В этом случае монолитная конструкция оказывается эффективнее. Монолитные перекрытия используют и в случае, когда хотят максимально сохранить несущие элементы здания. Тогда новые конструкции укладывают непосредственно на несущие части старого перекрытия или в работу включают существующие и оставляемые балки. Сплошные монолитные железобетонные плиты постоянного сечения наиболее просты в изготовлении, но материалоемки. Их используют в перекрытиях с небольшими пролетами до 4 м. Для больших пролетов применяют монолитные железобетонные плиты, ребристые или пустотелые (рис. 2.18, в). Пустоты выполняют круглыми, овальными или прямоугольными, закладывая в тело бетона картонные трубы или коробки.

Для зданий, в которых требуется *полная замена перекрытий*, целесообразно применять крупноразмерные конструкции, применяемые для нового строительства, монтируя их с помощью башенных кранов. Укладка плит, выпускаемых для нового строительства, если они по типоразмерам подходят для замены, осуществляется в наклонном положении, введением изделий в заранее пробитые сплошные штрабы, которые пробиваются в наружных и внутренних несущих стенах. При этом высоту одной штрабы увеличивают до такого размера, чтобы можно было завести плиту на опоры. Сплошные штрабы ослабляют кладку, что создает опасность нарушения устойчивости стен, особенно внутренних, где штрабы пробивают с двух сторон. Такой вид замены допустим только в невысоких зданиях, имеющих толстые стены.

При невозможности устройства сплошных штраб в стене применяют плиты-настилы с выпускающими ребрами (рис. 2.18, з). Для их укладки нет необходимости пробивать сплошные борозды, существенно ослабляя стены. Для установки таких настилов в стенах требуется выполнить только отдельные гнезда для ребер-консоль плит с расстоянием от 1 м до 1,2 м. Плиты монтируют, подвешивая к крюку крана наклонно. Угол наклона выбирается таким, чтобы плита свободно проходила между стенами. Ее укладывают, сначала заводя длинными ребрами в гнезда стены на глубину, достаточную для выравнивания плиты в горизонтальное положение. Затем плиту подают в гнезда наружной стены, устанавливая в проектное положение – на четыре ребра-опоры.

При замене перекрытий важным является снижение массы перекрытий, что достигается применением легких бетонов на заполнителях – керамзита, аглопорита, панелей из ячеистого бетона.

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Основные положения по проектированию усиления.

Классификация способов усиления

Эксплуатация стальных конструкций в течение длительного времени приводит к их физическому и моральному износу, возникает необходимость приспосабливать существующие конструкции к новым условиям работы, вызванным реконструкцией, увеличением нагрузок, надстройкой и т.п. На работоспособность стальных конструкций и сроки их службы оказывают влияние *дефекты* (отклонение качества, формы и фактических размеров элементов, конструкций и узлов соединений от требований нормативных документов или проекта), а также *повреждения*, возникающие в процессе эксплуатации, которые могут накапливаться и развиваться и в дальнейшем приводить к отказам в работе конструкций. Повреждения стальных конструкций, получаемые ими в процессе эксплуатации, могут быть:

- *от силовых воздействий* – потеря устойчивости, трещины, разрывы;
- *от механических воздействий* – искривления, гибели, вмятины, истирание;
- *от физических воздействий* – хрупкие трещины при больших отрицательных температурах, разрушение при высоких температурах, коробление;
- *от химических воздействий* – коррозия металла, возникающая от влажности среды или от агрессивных жидкостей и газов.

Принятие решения по проведению усиления конструкций должно основываться на техническом задании заказчика, где указывается необходимость перепланировки имеющихся помещений, смена функционального назначения здания, установка нового, более тяжелого оборудования и т.п., а также на результатах проведенного детального или выборочного обследования и поверочного расчета конструкций. На основании анализа полученных данных оценивается техническое состояние конструкций и принадлежность их к одной из категорий (прил. 19): *исправное; работоспособное; ограниченно работоспособное; неработоспособное (недопустимое), аварийное.*

Конструкции, находящиеся в *ограниченно работоспособном* или *неработоспособном* состоянии, должны быть усилены или заменены, а также выполнен комплекс мероприятий, обеспечивающих как минимум *работоспособное* их состояние.

Проектом реконструкции должно быть предусмотрено восстановление работоспособного состояния всех сохраняемых конструкций. При этом:

- ♦ *отклонения геометрической формы, размеров элементов и соединений*, превышающие допустимые, но не препятствующие нормальной эксплуатации, можно не устранять, если несущая способность подтверждена расчетом с учетом дефектов;
- ♦ *допускается не усиливать* элементы конструкций, *гибкость* которых выше предельных значений, если эти элементы не имеют искривлений, превышающих допускаемые, и усилия в этих элементах не будут возрастать, а возможность их использования проверена расчетом;
- ♦ *допускается не усиливать* конструкции, выполненные с отступлениями от конструктивных требований [8, 9], если отсутствуют вызванные этими отступлениями повреждения элементов конструкций, исключены изменения в неблагоприятную сторону условия эксплуатации конструкций и их несущая способность подтверждена расчетом с учетом влияния дефектов;
- ♦ допускается использовать *без усиления* элементы, *прогибы* которых превышают предельные значения, но не препятствуют нормальной эксплуатации (надежной

работы ограждающих конструкций, движению кранов, бесперебойной эксплуатации оборудования и т.п.);

- ♦ выполнение конструкций из стали, марка или свойства которой не соответствует [8, табл. 50*; 52, прил. В], не может служить основанием для замены или усиления конструкций, однако дальнейшая эксплуатация конструкций требует специального обоснования.

ОСНОВНЫМИ СПОСОБАМИ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЯВЛЯЮТСЯ (рис. 3.1):

- ♦ *увеличение площади поперечного сечения отдельных элементов конструкции;*
- ♦ *изменение конструктивной схемы всего каркаса или отдельных элементов его, в результате чего меняется расчетная схема;*
- ♦ *регулирование напряжений.*

Каждый из этих способов может применяться самостоятельно или в комбинации с другими способами и желательно совместно со специальными мероприятиями. При выборе способа усиления и разработке проекта усиления необходимо учитывать требования монтажной технологичности.

Основным требованием при разработке того или иного способа усиления является обеспечение **совместности** работы элементов усиления и усиливаемой конструкции, а также **включение** элементов усиления в работу.



Рис. 3.1. Классификация способов усиления стальных конструкций

Усиление строительных конструкций является трудоемким и дорогостоящим процессом, следовательно, перед проектированием усиления необходимо проанализировать возможность использования существующих конструкций в новых условиях экс-

платации: за счет более рационального размещения временных и технологических нагрузок, принятия обоснованного сочетания различных временных нагрузок, путем снижения эффектов динамических воздействий за счет эффективной виброизоляции и т.п.

При выборе вариантов усиления следует отдавать предпочтение решениям с четкой расчетной схемой, обеспечивающей совместную работу усиливаемой конструкции с элементами усиления и позволяющей определить нагрузку, воспринимаемую элементами усиления. Рекомендации по усилению должны учитывать перспективу увеличения нагрузок, а также предусматривать устранение обнаруженных в процессе обследования дефекты изготовления, монтажа и повреждения, полученные в процессе эксплуатации.

С целью сокращения объемов работ по усилению, а в некоторых случаях и отказа от усиления необходимо выявлять и использовать *резервы несущей способности* сохраняемых конструкций путем:

- ◆ уточнения усилий, действующих в перенапряженных элементах, за счет учета пространственной работы каркаса;
- ◆ фактических условий соединения и закрепления;
- ◆ учета фактических значений нагрузок, воздействий и их сочетаний;
- ◆ уточнения прочностных характеристик материала конструкций и соединений, фактических размеров сечений и элементов;
- ◆ включения в работу ограждающих конструкций или других вспомогательных элементов зданий и сооружений.

С этой целью необходимо разработать мероприятия по улучшению условий работы несущих конструкций: по возможности уменьшить нагрузки, действующие на все здание или отдельные элементы его (изменение конфигурации кровли для уменьшения снеговых мешков, ограничение грузоподъемности кранов, мероприятия по борьбе с отложением промышленной пыли и т.д.); уменьшить нагрузки от веса ограждающих конструкций путем замены их более легкими, особенно в случае их неудовлетворительного состояния.

Элементы усиления следует проектировать с учетом их изготовления в заводских условиях. В некоторых случаях допускается изготовление деталей усиления с припуском и последующей обработкой на месте установки. Марку стали, элементов усиления следует назначать по [8, 52] с учетом качества стали усиливаемой конструкции. Если эти конструкции выполнены без сварки и отсутствуют данные о свариваемости стали, то для их усиления сварку можно применять только после проведения оценки свариваемости. Применяемая для элементов усиления сталь не должна уступать по качеству металлу усиливаемых конструкций (по механическим свойствам, вязкости и свариваемости). При усилении конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде, коррозионная стойкость металла элементов усиления должна быть не ниже стойкости металла усиливаемой конструкции.

Усиление увеличением сечений элементов

Усиление стальных конструкций путем увеличения сечений с использованием стальных элементов является наиболее распространенным способом увеличения несущей способности конструкций. Основными способами присоединения элементов усиления к усиливаемым конструкциям являются сварка или высокопрочные болты, в некоторых случаях заклепки. Применение обычных болтов не гарантирует нормальную совместную работу усиливаемого и усиливающего элементов. При использовании сварки необходимо учитывать временное снижение несущей способности элементов за счет их нагрева и накопление остаточных деформаций.

В некоторых случаях усиление элементов увеличением сечений может проводиться при помощи бетона, железобетона, фибробетона, углепластика. Так как при применении первых трех материалов значительно увеличивается собственная масса конструкции, они применяются в основном при усилении сильно деформированных элементов и конструкций.

При усилении путем увеличения сечений необходимо:

- * *обеспечить надежную совместную работу элементов усиления и усиливаемой конструкции;*
- * *принятые решения не должны затруднять проведение работ по антикоррозионной защите стальных конструкций; вести к целевой коррозии или образованию замкнутых полостей;*
- * *назначать места обрыва элементов усиления из условия работы неусиленных сечений при действии расчетных нагрузок в упругой стадии, не допуская резких концентраторов напряжений в указанных местах;*
- * *учитывать допустимость увеличения габаритов строительных конструкций;*
- * *обеспечивать технологичность производства работ по усилению: доступность сварки, отсутствие потолочных швов, возможность сверления отверстий, закручивания болтов и т.п.*

Усиление конструкций путем изменения конструктивной схемы

При усилении конструкций путем изменения конструктивной схемы достигается перераспределение усилий и напряжений в элементах конструкций, что обеспечивает рациональную работу усиливаемой конструкции. В то же время необходимо иметь в виду, что этот способ приводит к изменению расчетной схемы и может привести к перегрузке отдельных элементов конструкции.

Изменение конструктивной схемы здания или конструкции можно осуществить:

- за счет изменения поперечной или продольной схем здания, а иногда той и другой схем одновременно;
- изменением жесткостей отдельных конструкций или элементов, условий их крепления;
- постановкой новых связей пространственной жесткости;
- введением дополнительных опор, подкосов, подвесок;
- введением жестких узлов;
- введением вантовых и висячих систем;
- созданием предварительного напряжения, осуществляемого введением высокопрочных горизонтальных и шпренгельных затяжек или изменением уровня опор.

Применение способа усиления путем изменения конструктивной схемы позволяет проводить усиление всего сооружения (в некоторых случаях без предварительной разгрузки конструкций) возможностью использования предварительного напряжения конструкций с искусственным регулированием напряжений.

Способ усиления конструкций, предусматривающий регулирование напряжений, позволяет уменьшить усилия, действующие в конструкции. Преимущество его состоит также в том, что усиление может производиться без разгрузки конструкции и остановки технологического процесса. В общем смысле любое усиление это и есть регулирование напряжений в существующей конструкции.

3.2. Усиление балок

Усиление балочных конструкций можно осуществлять всеми способами, применяемыми для стальных конструкций (см. рис. 3.1), их сочетаниями и особенно с учетом специальных мероприятий, выявляя резервы несущей способности балок и возможность снижения действующих нагрузок.

Выбор способа усиления определяется:

- ♦ условиями опирания на балку элементов перекрытий или покрытий (по верхнему или нижнему поясу);
- ♦ возможностью увеличения строительной высоты балки и наличием пространства для размещения элементов усиления;
- ♦ возможностью выполнения работ без остановки производства или во время технологических перерывов;
- ♦ технологическими возможностями изготовления и монтажа элементов усиления.

Усиление балок путем увеличения сечения (рис. 3.2). Для балок наиболее рационально увеличить сечение в наиболее удаленных от нейтральной оси волокнах, при этом, если позволяют габариты, увеличить и общую высоту балки, учитывая возможную потерю общей устойчивости балки. При таком усилении в большей степени возрастают момент инерции и момент сопротивления балки относительно нейтральной оси.

Наиболее рациональными по расходу стали являются двусторонние симметричные или близкие к симметричным схемы усиления (рис. 3.2, а...3.2, е) с расположением элементов усиления дальше от центра тяжести неусиленного сечения балки.

При опирании настилов по верхнему поясу балки возможно применение схем (рис. 3.2, в...3.2, л), при этом несимметричное усиление по схеме (рис. 3.2, и) эффективно только при использовании упругопластической стадии работы материала существующей конструкции или при регулировании усилий, в остальных случаях более целесообразна схема одностороннего усиления (рис. 3.2, к) со значительным увеличением высоты сечения.

Усиление составных сварных балок, имеющих ребра жесткости, с использованием схем (рис. 3.2, в, 3.2, з) требует вырезки ребер или подгонки элементов усиления, поэтому более рациональны в данном случае схемы (рис. 3.2, д, 3.2, е).

При необходимости увеличения прочности верхней части стенки (в случае передачи сосредоточенных нагрузок) может быть применена схема (рис. 3.2, жс).

Усиление сильно деформированных элементов и конструкций можно проводить увеличением сечений при помощи бетона, железобетона, фибробетона (рис. 3.2, м). В этом случае расчет полученного сечения ведется как железобетонного, армированного гибкой (поз. 3) и жесткой (поз. 1) арматурой.

Усиление стальных балок перекрытий можно осуществлять по способу (рис. 3.2, н), выполняя на верхней полке железобетонный элемент. Бетон изготавливается из напрягающего цемента, тем самым достигается обратный выгиб балок, при этом бетонирование необходимо вести одновременно по всей длине балки. Расчет такого элемента выполняется как изгибаемого железобетонного с внешней арматурой с учетом преднапряжения, вызванного расширяющимся цементом.

При усилении целесообразно усиливающие элементы располагать в зоне максимальных моментов, где это необходимо по расчету, а не по всей длине балки (рис. 3.2, н). Расстояние от опоры до точки теоретического начала элементов усиления можно определить, решив квадратное уравнение $M_{ult} = q_{max} \cdot l_o \cdot x / 2 - q_{max} \cdot x^2 / 2$,

где $M_{ult} = W_{ef} \cdot R_y$ – несущая способность неусиленной балки с учетом дефектов и повреждений. Полная длина элементов усиления определяется с учетом длины концевых участков сварных швов.

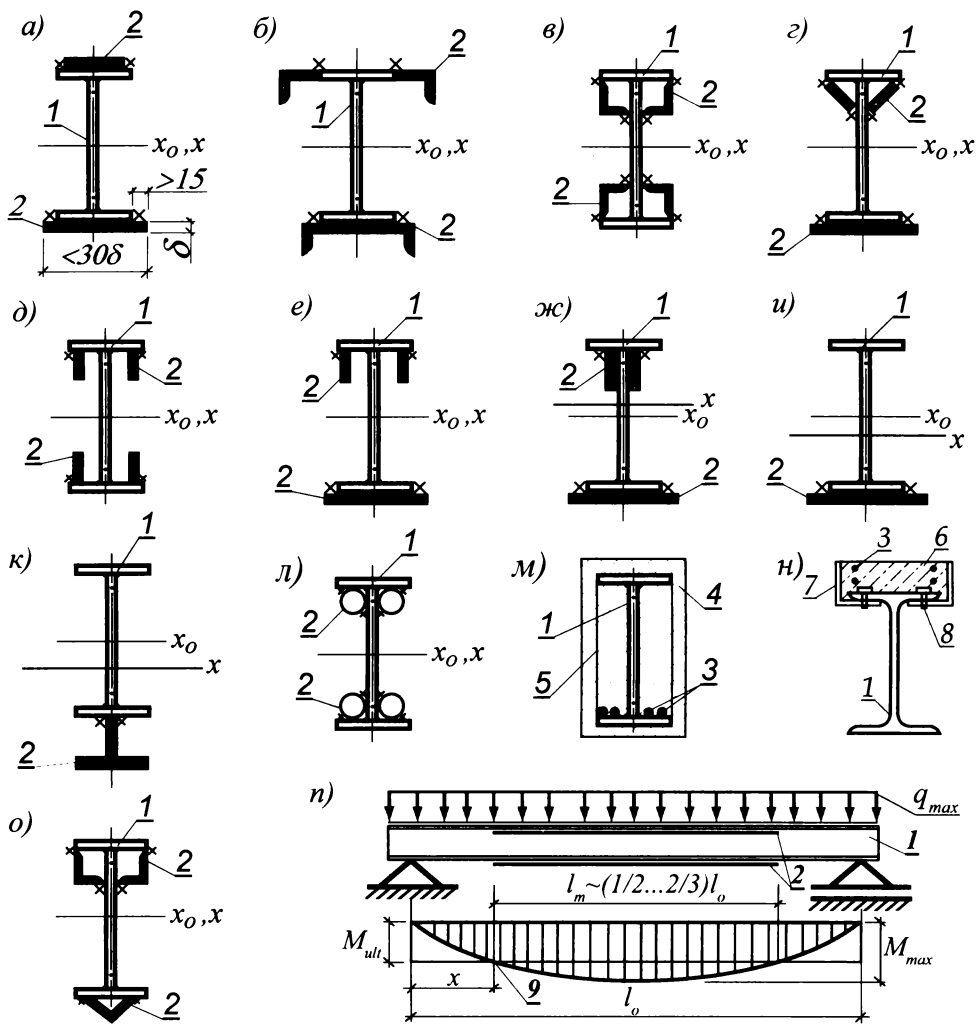


Рис. 3.2. Усиление балок путем увеличения сечений:

1 – существующая балка; 2 – элементы усиления; 3 – продольная арматура; 4 – бетон или фибробетон; 5 – хомуты; 6 – бетон на расширяющемся цементе НЦ-400; 7 – деревянная опалубка; 8 – самонарезные болты $\varnothing 6 \dots 8$ мм с $S = 300$ мм; 9 – точка теоретического начала элементов усиления

Усиление балок способом увеличения сечения рекомендуется проводить только при действии постоянной нагрузки, временная нагрузка должна отсутствовать. Если это возможно, желательно снизить и постоянную нагрузку на балки. Расчет балок, уси-

ленных способом увеличения сечений, может выполняться как в упругой стадии, так и с учетом развития пластических деформаций, кроме балок, изготовленных из кипящей стали, а также балок, эксплуатирующихся при температуре ниже $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ или работающих под действием динамических и вибрационных нагрузок.

Сталь для элементов усиления рекомендуется принимать с расчетным сопротивлением R_y , не превышающим более чем на 15% расчетное сопротивление стали существующей балки. В этом случае допускается рассчитывать сечение как единое целое на полный изгибающий момент.

Усиление балок путем изменения конструктивной схемы (рис. 3.3) применяется с целью повышения несущей способности балок, уменьшения или более равномерного распределения в них изгибающих моментов. Изменение распределения изгибающих моментов в балках достигается путем:

- превращения *разрезной* конструкции в *неразрезную* (рис. 3.3, а, 3.3, б). При таком способе усиления необходим доступ к узлам сопряжения. Помимо этого элементы усиления (поз. 2, 3) должны воспринимать возникающие опорные изгибающие моменты. Этим способом можно повысить несущую способность на 15...20%. При этом процесс усиления должен производиться желательно при полной разгрузке усиливаемой балки;

- установки дополнительных *подкосов* (рис. 3.3, в, 3.3, г). Такая схема усиления возможна при наличии свободного пространства под балками и усиления стенки балки в месте опирания на подкос постановкой ребер жесткости (поз. 5). Применение этих схем зависит от несущей способности колонн и фундаментов, так как при коротких подкосах в колоннах при разной загрузке балок возникают изгибающие моменты от горизонтальной составляющей усилия в подкосе;

- применения схем (рис. 3.3, д, 3.3, е) с одно- или двустоечным *шпренгелем* возможно при наличии свободного пространства под центральной частью балки. Применение этих схем возможно при обеспечении раскрепления точек перегиба шпренгеля из плоскости системы. Оптимальный угол наклона одностоечного шпренгеля $\alpha = 20...30^{\circ}$ (балки пролетом $L = 6...9\text{ м}$), $\alpha = 15...20^{\circ}$ (балки пролетом $L = 12\text{ м}$). Для двустоечных шпренгелей исходя из наименьшего расхода стали $\alpha = 30^{\circ}$ и расположением стоек на расстоянии $a = (0,3...0,35)L$ от опор;

- усиления балок с помощью дополнительных *горизонтальных затяжек* (рис. 3.3, ж) или *шпренгельной затяжки* (рис. 3.3, и) из троса и арматурных сталей с эффективным использованием высокопрочной стали, работающей на растяжение. По возможности *горизонтальную затяжку* располагают на большем расстоянии с от центра тяжести балки. Чем больше прочность затяжки, тем эффективнее усиление. Сталь для затяжки принимается с прочностью, не более чем в 4 раза превышающей прочность стали усиливаемой балки;

- подведения дополнительных *балочных конструкций* (рис. 3.3, к), которые включаются в совместную работу с усиливаемыми балками с помощью домкратов и подклинок в одной или нескольких точках;

- подведения дополнительных *жестких опор* (рис. 3.3, л), что приводит к уменьшению пролета балок и следовательно в 2...3 раза повышает несущую способность балок. Применение данного способа возможно при наличии свободного пространства под усиливаемой балкой. Данный способ рекомендуется применять при аварийном или временном усилении (разгрузении) усиливаемой конструкции;

■ подведения дополнительных упругих опор (рис. 3.3, м), передающих нагрузку на параллельно устанавливаемые двухконсольные подпруги, с соответствующим изменением пролета и расчетной схемы балки или прогона.

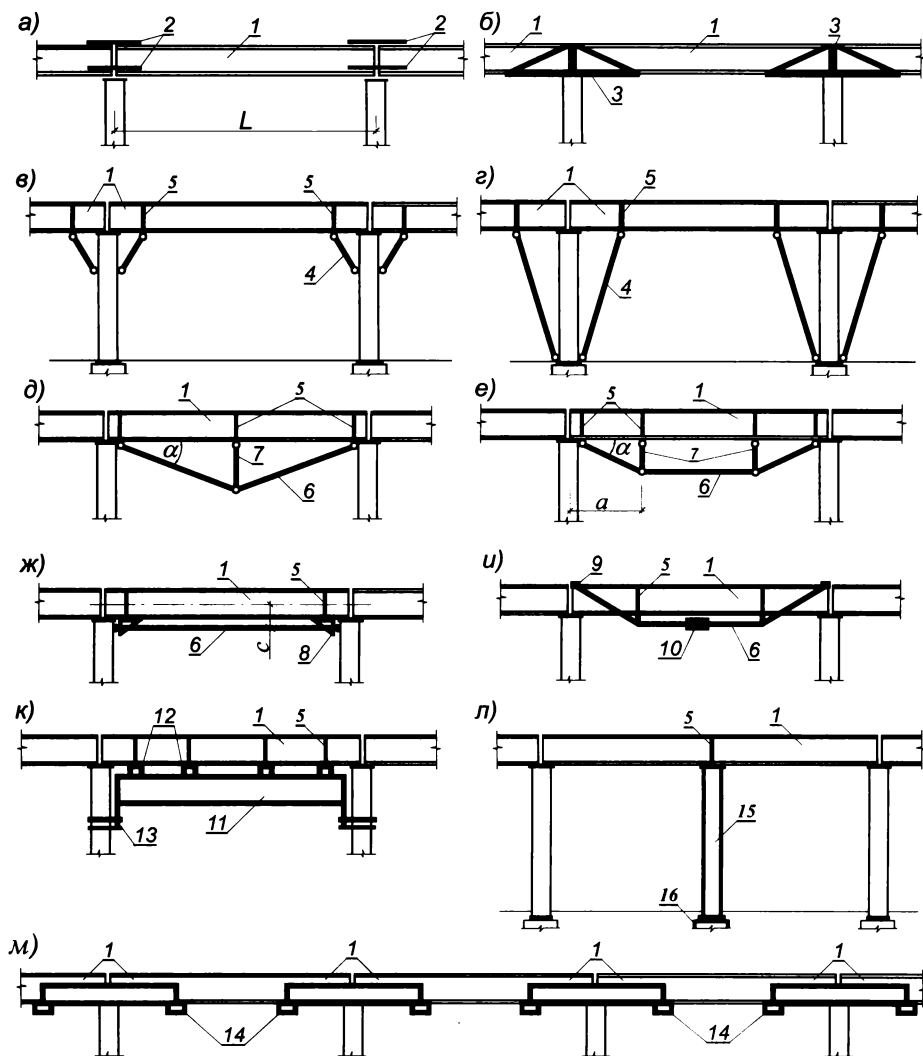


Рис. 3.3. Усиление балок путем изменения их конструктивной схемы:

1 – усиливаемая балочная конструкция (балка, прогон); 2, 3 – стальные или железобетонные элементы усиления, создающие неразрезность конструкции; 4 – дополнительные опоры в виде подкосов; 5 – усиление стенки балки в месте ее опирания на элементы усиления (подкос, стойки, опоры); 6 – ветви шпренгельных систем; 7 – стойки для одно- и двустоечного шпренгеля; 8 – устройство для анкеровки и натяжения ветви шпренгеля; 9 – анкерующее устройство; 10 – устройство для создания преднапряжения в ветвях шпренгеля; 11 – дополнительно подведенные балочные конструкции усиления; 12 – подклинивающие устройства для включения элементов усиления в работу; 13 – опора для передачи нагрузки на колонну; 14 – подведенные дополнительные упругие опоры; 15 – новая жесткая опора; 16 – новый фундамент

Практически во всех случаях усиления с изменением конструктивных схем целесообразно использование методов активного регулирования усилий для включения в работу новых элементов.

Усиление балок постановкой дополнительных элементов – ребер жесткости (рис. 3.4)

Если при увеличении нагрузок не обеспечена прочность стенки по срезу или ее устойчивость, рекомендуется установка дополнительных поперечных (между существующими), продольных (при очень тонких стенках) или наклонных ребер жесткости.

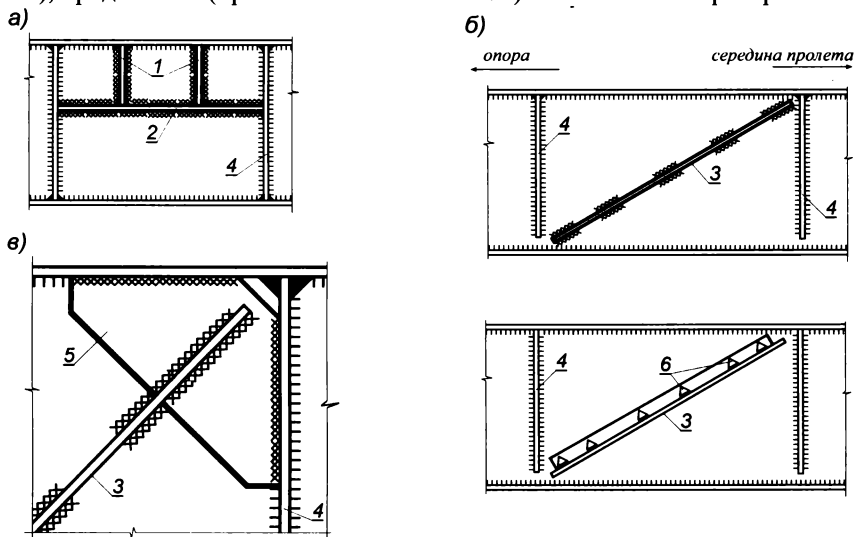


Рис. 3.4. Установка дополнительных элементов:

а – установка поперечных (1) и продольных (2) ребер жесткости;

б – установка наклонных (3) ребер жесткости без пригонки к поясам;

в – установка наклонных (3) ребер жесткости с пригонкой к поясам и существующим ребрам; 4 – существующие ребра жесткости балки; 5 – пластина для пригонки наклонного ребра к поясу и ребру; 6 – болты

Наклонные ребра жесткости (рис. 3.4, б) могут использоваться как без пригонки к поясам балки, так и с пригонкой:

- * в первом случае они считаются не работающими на поперечную силу и служат только для обеспечения местной устойчивости;
- * во втором – значительно снижают касательные напряжения в стенке.

При проверке дополнительных ребер рекомендуется использовать одностороннее расположение ребер и швы минимального катета. Диагональные ребра, пригнанные к поясам, рекомендуется проектировать парными (двусторонними) из полосовой стали или уголков с креплением к полкам и вертикальным ребрам (рис. 3.4, в) и устанавливать их вдоль сжатой диагонали отсека.

Выбор способа усиления балок необходимо проводить, учитывая расход стали и увеличение нагрузки на балки. Исходя из расхода стали способ усиления увеличением сечений наиболее выгоден при малых начальных нагрузках и незначительном, до 30...40%, увеличении временных нагрузок. Усиление с помощью предварительного напряжения рационально при больших пролетах ($L \geq 6,0$ м), увеличении временной нагруз-

ки до 150% и большей доле постоянной нагрузки ($g > 0,5q$). Усиление одностоечным шпренгелем может быть эффективно при большой начальной нагрузке и большом, более 200%, увеличении временной. Усиление двустоечным шпренгелем экономично по расходу стали при малых начальных нагрузках и увеличении временной на 30% и более.

3.3. Усиление стропильных ферм

Усиление стропильных ферм покрытия может потребоваться в следующих случаях:

- при увеличении нагрузок от покрытия или при креплении к ферме дополнительного оборудования, подвесного потолка и т.п.;
- при увеличении снеговой нагрузки, в связи с пристройкой более высокого здания и образования вследствие этого снегового мешка, а также изменением норм [4];
- при ослаблении сечений элементов вследствие механических или коррозионных повреждений в процессе эксплуатации.

Способы усиления ферм во многом схожи со способами усиления балочных конструкций. Для усиления решетчатых конструкций рекомендуется использовать следующие способы:

- ♦ увеличение сечений отдельных элементов;
- ♦ изменение конструктивной схемы;
- ♦ подведение новых конструкций и введение дополнительных элементов решетки.

Усиление ферм путем увеличения сечений отдельных элементов

При усилении стропильных ферм путем увеличения сечений стержней следует стремиться к *сохранению центровки в узлах ферм*. Если в результате усиления расцентровка превышает 1,5% высоты сечения стержня, необходимо рассчитывать стержень с учетом момента от эксцентричного прикрепления в узле. При усилении сжатых стержней элементы усиления целесообразно располагать таким образом, чтобы максимально *увеличить радиус инерции сечения*, при этом их можно не заводить на фасонки, если обеспечена прочность неусиленного сечения. Элементы усиления растянутых стержней заводят на фасонки на длину, достаточную для передачи воспринимаемой ими части усилия.

Совместная работа усиливаемого элемента и дополнительных усиливающих деталей обеспечивается креплением в виде сварных швов, болтов повышенной точности и высокопрочных болтов.

При усилении прямолинейных стержней путем увеличения сечений для сжатых стержней наиболее рациональны схемы (рис. 3.5, а, в, г, ж, и, к). Схема (рис. 3.5, б) удобна, поскольку швы выполняются в нижнем положении, но при этом существенно смещается центр тяжести сечения, и, кроме того, при необходимости завести уголок усиления на фасонку (например, при усилении раскосов) в нем необходимо устроить прорезь. Использование схем (рис. 3.5, б, д) для усиления верхнего пояса может оказаться невозможным из-за опирания прогонов или панелей покрытия.

Усиление сварных соединений. Сварные швы, если они выполнены на всю толщину соединяемых элементов, не подлежат усилению. В случае необходимости усиления угловых швов, например в узлах крепления стержней стропильных ферм, такое усиление можно выполнить с использованием дополнительных фасонки (рис. 3.6, а, б) с увеличением длины шва. При увеличении катета существующего шва, если позволяет толщина соединяемых элементов, необходимо учитывать, что во время наплавки из работы выключается участок шва, разогретый до температуры 550 °С и выше.

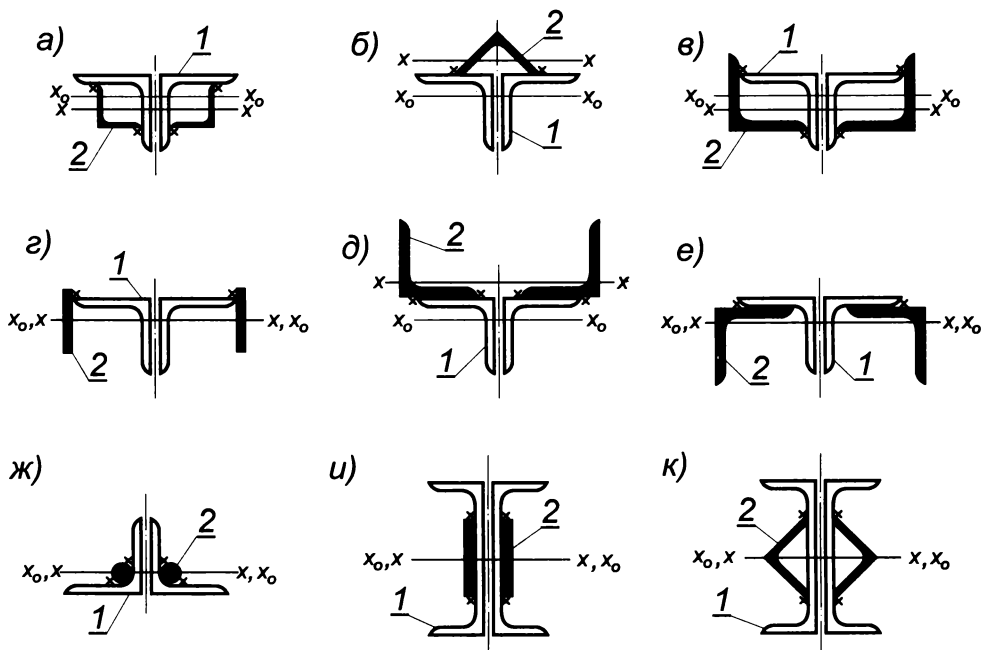


Рис. 3.5. Усиление элементов стропильных ферм:
 1 – усиливаемый элемент фермы; 2 – элемент усиления

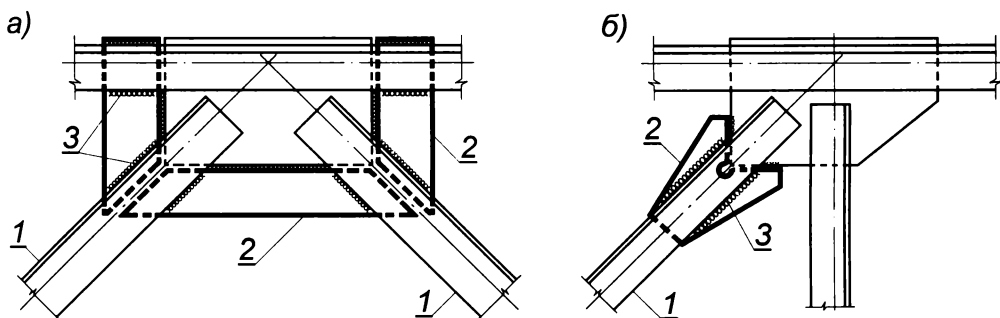


Рис. 3.6. Усиление сварных швов и узлов стропильных ферм:
 1 – усиливаемый элемент фермы; 2 – элемент усиления (дополнительная фасонка); 3 – дополнительные сварные швы

При усилении искривленных стержней могут быть использованы схемы (рис. 3.7, а, б), не требующие подгонки элементов усиления.

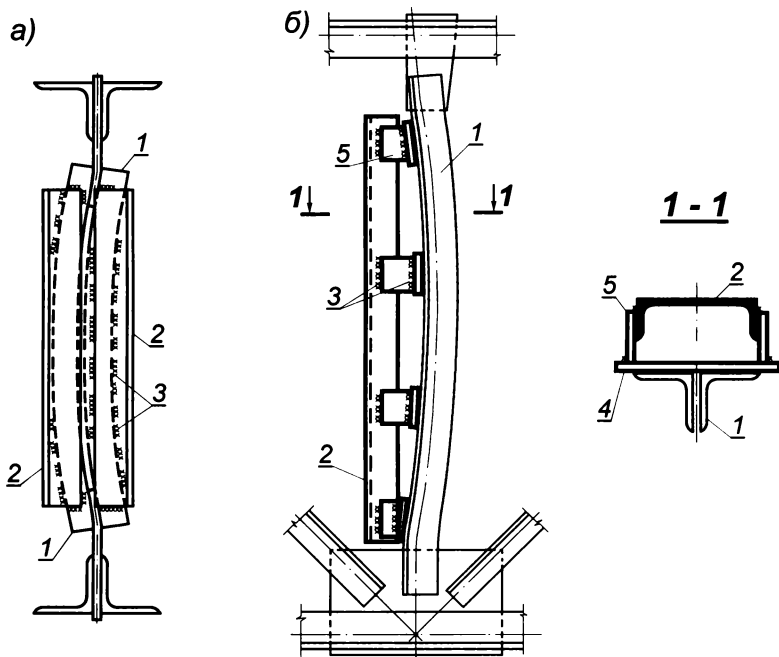


Рис. 3.7. Усиление искривленных стержней стропильных ферм:

1 – усиливаемый элемент фермы; 2 – элемент усиления; 3 – сварные швы; 4, 5 – пластины для объединения элементов усиления с усиливаемыми элементами

Усиление ферм путем изменения конструктивной схемы

При усилении стропильных ферм путем изменения конструктивной схемы (рис. 3.8) обычно требуется и усиление отдельных стержней за счет увеличения сечений. Изменение конструктивной схемы фермы позволяет регулировать усилия в ее элементах, распределяя их наиболее рациональным образом. Применение этого метода целесообразно при существенном увеличении нагрузок на всю конструкцию, т.е. при необходимости общего усиления фермы. При использовании этого метода желательно применять предварительное напряжение.

Усиление ферм изменением конструктивной схемы осуществляется:

- ♦ установкой *шпренгелей* по схеме (рис. 3.8, а). Этот способ уменьшает расчетные длины элементов верхнего пояса в плоскости фермы, но не влияет на их устойчивость из плоскости. При этом часто требуется провести усиление растянутых стержней;
- ♦ *подведением* дополнительных промежуточных *опор* в виде стоек (рис. 3.8, ж), подкосов, что существенно снижает усилия во всех стержнях, за исключением двух средних раскосов;
- ♦ превращением разрезных стропильных ферм в неразрезные (рис. 3.8, б), при этом устройстве стыков на опорах требует разборки кровли. Эту схему усиления целесообразно использовать при трех пролетах и более. В результате применения этого способа уменьшаются усилия в средних панелях поясов ферм, но увеличиваются усилия в опорных раскосах и опорных панелях. При этом возможно появление сжатия в опорной панели нижнего пояса ферм и необходимо обеспечить устойчивость панели из плоскости постановкой распорок;

♦ введением дополнительной висячей или вантовой системы (рис. 3.8, в). Применяется в случаях, когда затруднены работы внутри здания. Достоинство этого типа усиления – в проведении работ снаружи здания и применении элементов, работающих на растяжение. Снижает эффект от их применения необходимость вскрытия кровли, восприятия распора, проведения работ по защите элементов усиления, находящихся на открытом воздухе;

♦ постановкой на ферму одно- или двустоечного шпренгеля (рис. 3.8, г, д) в пределах высоты фермы. В этом случае шпренгель состоит из двух ветвей;

♦ постановкой горизонтальной или шпренгельной затяжки по нижнему поясу (рис. 3.8, е), шпренгель состоит из одной ветви. Использование шпренгельных систем рационально при использовании в качестве затяжек высокопрочных элементов (стальных канатов).

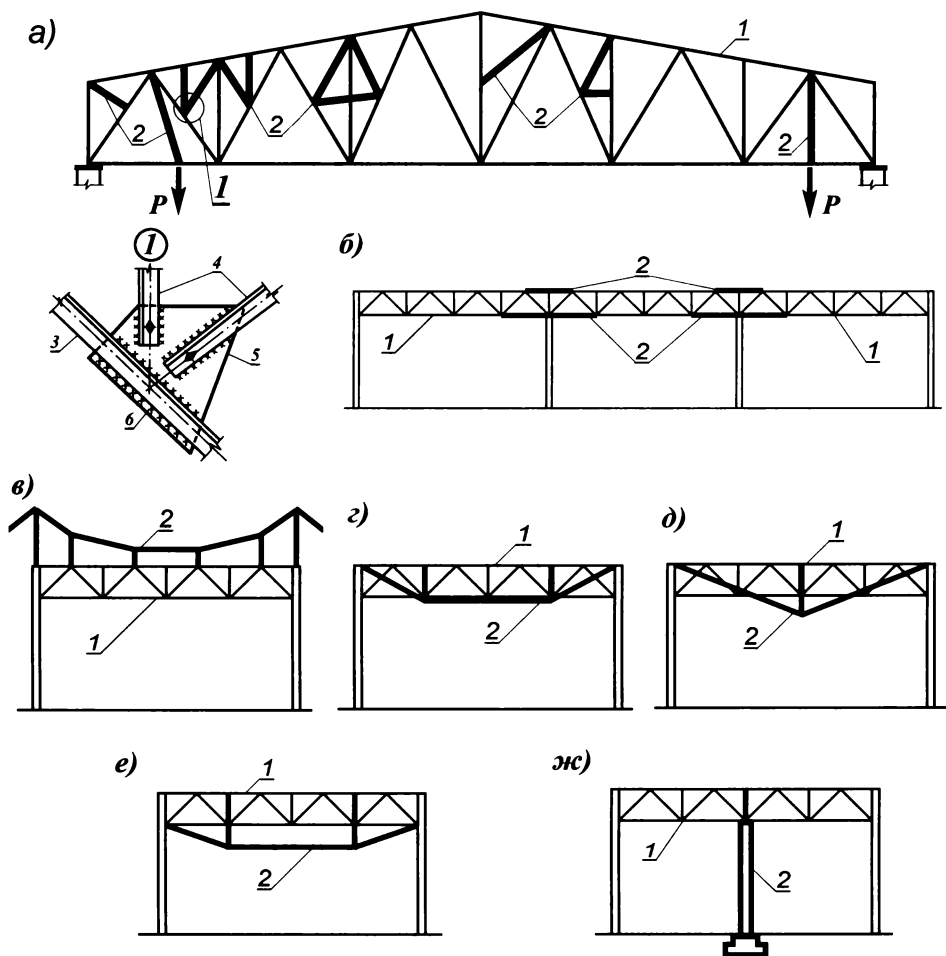


Рис. 3.8. Усиление ферм путем изменения их конструктивной схемы:
1 – усиливаемая ферма; 2 – элементы усиления; 3 – стержень усиливаемой фермы; 4 – дополнительные стержни (шпренгели); 5 – новая фасонка; 6 – дополнительная сварка

Восстановление погнутых элементов ферм рекомендуется производить:

- ♦ правкой;
- ♦ выравниванием и заменой поврежденного участка (рис. 3.9, а);
- ♦ усилением дополнительными деталями, накладками, ребрами жесткости (рис. 3.9, б).

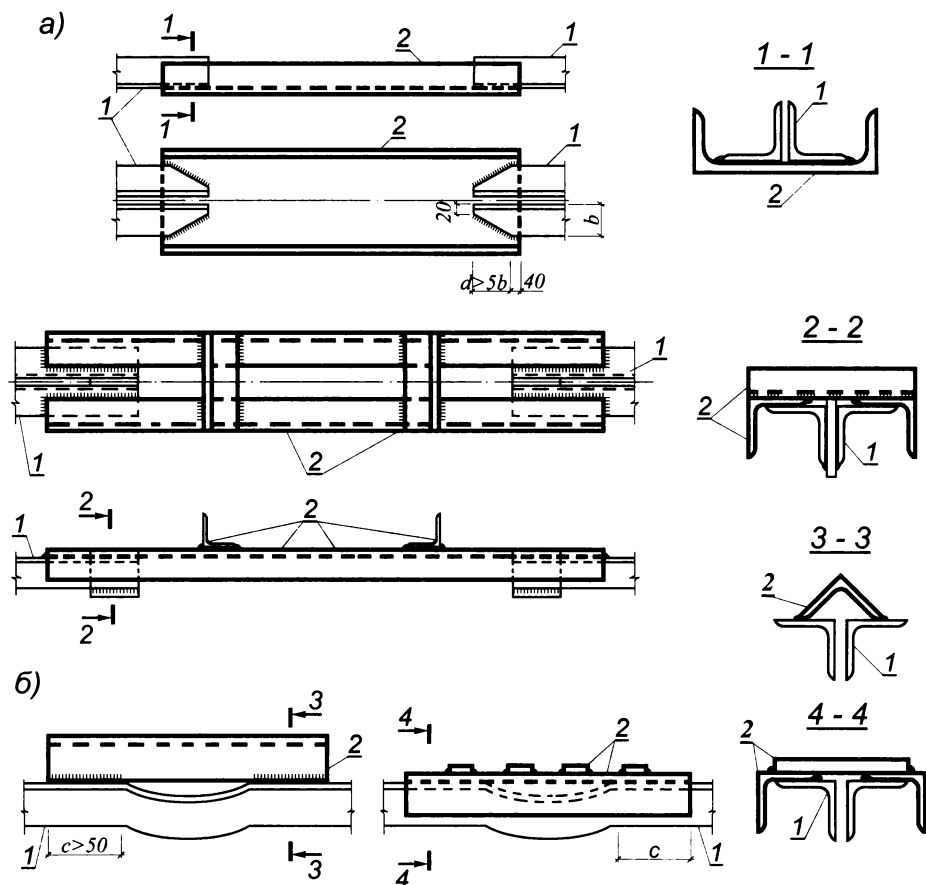


Рис. 3.9. Восстановление погнутых элементов ферм:

а – вырезанием и заменой поврежденной части; б – с помощью дополнительных накладок;
1 – усиливаемый элемент; 2 – элементы усиления

3.4. Усиление колонн и поперечника здания в целом

Колонны являются основными несущими элементами стальных каркасов зданий. Обычно колонны обладают определенным резервом несущей способности. Необходимость усиления колонн возникает:

- ♦ при значительном увеличении нагрузок;
- ♦ в случае существенного коррозионного износа конструкций;
- ♦ в результате воздействия высоких температур при пожаре;

- ♦ при значительных локальных повреждениях.

Так как колонны воспринимают нагрузки от всех вышележащих конструкций, их полная разгрузка крайне сложна. Поэтому важной задачей при выборе способа усиления колонн является обеспечение возможности выполнения работ под нагрузкой или с частичной разгрузкой (снятие временных нагрузок). Ввиду сложности разгрузки колонн их усиление обычно выполняется *под нагрузкой*, что в основном определяет выбор способа усиления.

Как и для других конструкций, усиление колонн может быть выполнено методом *увеличения сечения*, *изменения конструктивной схемы* или *комбинацией* этих методов.

Усиление колонн методом увеличения сечений

При усилении колонн путем увеличения сечений (рис. 3.10) используются симметричные и несимметричные схемы усиления.

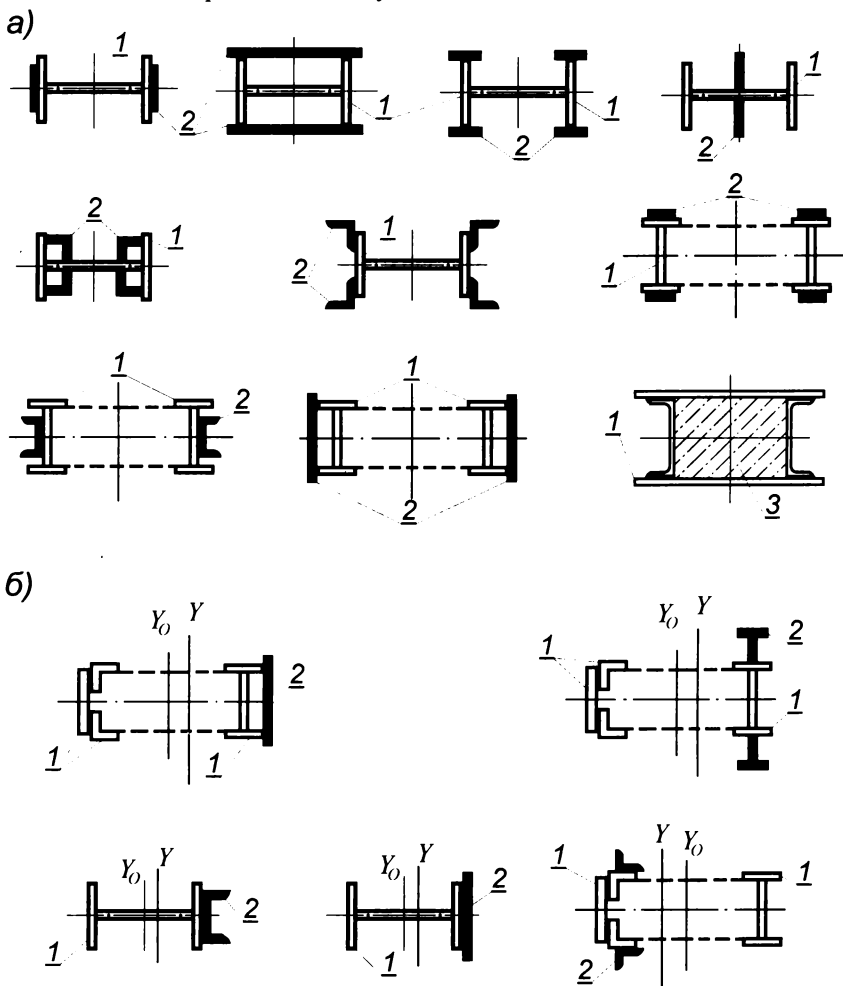


Рис. 3.10. Усиление колонн путем увеличения сечений:

а – симметричные без смещения центра тяжести; *б* – несимметричные со смещением центра тяжести; 1 – усиливаемая колонна; 2 – элементы усиления; 3 – бетон или железобетон

При усилении *центрально-сжатых колонн* и стоек рекомендуются *симметричные схемы* усиления или схемы, обеспечивающие минимальное смещение центра тяжести усиленного сечения от линии действия сжимающих усилий (рис. 3.10, а). При выборе схемы усиления надо стремиться к максимальному увеличению радиусов инерции сечения, т.е. симметрично развивая сечение относительно соответствующей оси.

При усилении *внецентренно сжатых колонн* с преобладающими моментами одного знака рационально использовать *несимметричные* схемы усиления со смещением центра тяжести усиленного сечения в сторону действия момента (рис. 3.10, б), в сторону действия эксцентриситета, обеспечивая минимальный эксцентриситет усиленного сечения.

Присоединение элементов усиления выполняется в основном сваркой. С целью уменьшения остаточного прогиба от сварки сначала нужно собрать элементы при помощи струбцин, потом выполнить точечную приварку элементов усиления в местах установок струбцин и затем наложить основные, сплошные или шпоночные швы, начиная с их концевых участков.

При большом коррозионном износе, наличии большого количества трещин и пробоин, а также в случае низкой свариваемости стали может быть использован метод увеличения сечения железобетоном (см. рис. 3.10, а, поз. 3).

При усилении колонн и стоек могут быть использованы приемы *регулирования усилий* с частичной разгрузкой усиливаемого элемента и одновременным увеличением расчетного сечения [23]. Целесообразно усиление постановкой предварительно изогнутых или изгибаемых в процессе монтажа элементов (рис. 3.11, а), которые при несмещаемых концах выпрямляются путем приложения поперечных воздействий и скрепляются с колонной сваркой.

Можно также усиливать колонны путем подведения *телескопических напрягаемых стоек* из трубчатых (рис. 3.11, б) или других жестких профилей. Элемент усиления состоит из двух телескопически соединенных труб – внутренней (сжатой) и наружной (растянутой). Предварительное напряжение труб осуществляется при помощи домкратов и электротермическим способом. Наружная труба нагревается и в нагретом состоянии приваривается к внутренней трубе. После остывания внутренняя труба будет сжата, и в этом состоянии производят подклинку в местах опирания. После этого разрезают наружную трубу, при этом внутренняя труба, стремясь вернуться в первоначальное положение, разгружает колонну. Этот метод позволяет повысить область упругой работы сжатого стержня, производить усиление без резкого уменьшения действующих нагрузок, обеспечить совместную работу элементов усиления с усиливаемыми стойками.

Предварительно напряженные усиливающие элементы (рис. 3.11, а, б) обеспечивают заранее заданный уровень снятия начальных деформаций и напряжений в усиливаемом стержне, что позволяет безопасно соединять основной и добавляемый элементы сваркой.

При усилении колонн изменением конструктивной схемы осуществляется и усиление поперечника здания в целом [53]. Так, в высоких однопролетных зданиях с малой жесткостью кровли увеличивают жесткость связей по нижним поясам ферм, тем самым увеличивая эффект пространственной работы каркаса. Расчетная длина колонн из плоскости рамы может быть уменьшена постановкой дополнительных распорок, а в плоскости рамы – установкой подкосов. Для повышения поперечной жесткости каркаса и уменьшения расчетной длины колонны могут использоваться предварительно напряженные оттяжки [53].

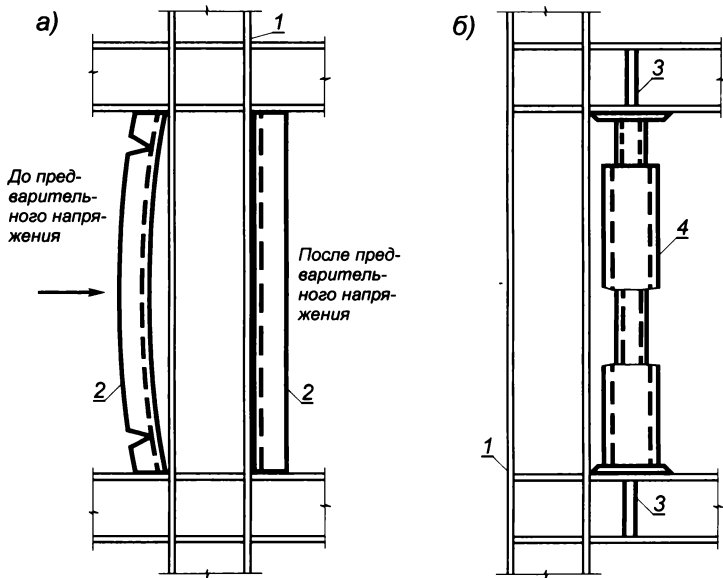


Рис. 3.11. Усиление колонн методом регулирования напряжений:

а – предварительно изогнутыми элементами с последующим их выпрямлением; б – предварительно напряженными элементами;

1 – усиливаемая колонна; 2 – элемент усиления; 3 – дополнительные ребра жесткости;

4 – телескопическая напрягаемая стойка, состоящая из двух труб

3.5. Особенности проектирования усиления и требования к технологии выполнения работ по усилению

При проектировании усиления всеми способами необходимо соблюдать основные требования монтажной технологичности:

- беспрепятственная заводка деталей усиления при их установке в проектное положение;
- доступность мест для выполнения и контроля качества всех технологических процессов и операций;
- минимальное количество и максимальная заводская готовность элементов усиления;
- удобство установки и временного закрепления элементов усиления;
- отсутствие или минимум работ по сбору и индивидуальной подгонке элементов усиления;
- исключение обязательной разгрузки усиливаемой конструкции.

При проектировании и проведении работ по повышению несущей способности необходимо соблюдать следующие основные требования:

- элементы усиления необходимо располагать так, чтобы не нарушать центровку элементов в узлах стержневых систем, а также не изменять положение центра тяжести основного элемента;
- при усилении под нагрузкой запрещается накладывать сварные швы *поперек растянутых* усиливающих и усиливаемых элементов, катет сварного шва при одном проходе должен быть не более 6 мм;

- при усилении конструкций под нагрузкой необходимо обеспечить минимально возможное ослабление сечений усиливаемых элементов, которое может быть вызвано нагревом при сварке или рассверловкой дополнительных отверстий;
- при наплавке дополнительных слоев на существующие швы необходимо ограничить нагрев усиливаемых элементов – электроды применять диаметром 3–4 мм, наплавлять швы слоями по 2 мм при сварочном токе 200...220 А участками по 50...70 мм, сварку вести с перерывами (2...5 мин) для остывания. *С целью уменьшения прогибов гибких сжатых стержней в процессе сварки связывающие швы также следует накладывать участками небольшой протяженности (до 7 см), выдерживая перерывы между сваркой участков;*
- комбинированные соединения разной жесткости – болтовое соединение в комбинации со сварными соединениями применять запрещается.

При разработке проекта усиления необходимо выбрать и отразить в рабочих чертежах принципиальные положения производства работ:

- ◆ в обязательном порядке указать, каким образом элементы усиления будут *включаться в совместную работу* с усиливаемой конструкцией;
- ◆ *привести последовательность выполнения работ* по усилению конструкции в целом и ее отдельных элементов;
- ◆ *указать работы по усилению с технологическим процессом* (ограничения по нагрузкам и воздействиям) и условиями их проведения (например, температурный режим);
- ◆ *меры по обеспечению прочности и устойчивости* конструкций на всех этапах производства работ, включая указания об устройстве временных опор и раскреплений и требования к значениям монтажных нагрузок и воздействий;
- ◆ *перечень конкретных зон, узлов, конструктивных элементов и технологических операций, для которых требуется соблюдение определенной последовательности и параметров технологических процессов* (режим сварки, регламент предварительного напряжения и т.п.);
- ◆ *перечень работ и операций, которые следует принимать по актам на скрытые работы* или которые требуют промежуточного контроля.

Усиление конструкций с использованием способов, впервые внедряемых в производство или впервые осваиваемых монтажной организацией, должно производиться при *авторском надзоре*. Необходимость авторского надзора должна быть указана в проектной документации.

При разработке *проекта* усиления конструкций, эксплуатирующихся в *сложных условиях*, способствующих накоплению повреждений (интенсивные динамические воздействия, развивающаяся коррозия и т.п.), обязательно требуется *указать предельный срок реализации проекта*, после которого проектные решения должны быть уточнены или пересмотрены.

При усилении конструкций путем *регулирования усилий* (напряжений) в проектной документации должны быть указаны *допустимые отклонения усилий* регулирования или задаваемых перемещений, а также *места и способы контроля параметров* регулирования и напряженно-деформированного состояния конструкций.

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

- ◆ присоединение (прижатие) элементов усиления по всей их длине к усиливаемой конструкции с помощью струбцин, оттяжек и т.п.;
- ◆ приварка элементов усиления на сварочных прихватах длиной 20...30 мм и шагом 300-500 мм;

- ♦ сварка концевых участков, включающих в работу элементы усиления;
- ♦ наложение связывающих швов, обеспечивающих совместную работу усиливаемого стержня и элементов усиления.

При двусторонних схемах увеличения сечений вначале следует приварить элементы усиления, расположенные со стороны *растянутых волокон*, затем – со стороны *сжатых*. Знак напряжений (растяжение, сжатие) при переменном на участке усиления эпюре моментов определяется по сечению с наибольшим по абсолютной величине значением изгибающего момента. При наличии заделки на одном из концов стержня приварку растянутых элементов усиления следует начинать от противоположного конца элемента к заделке, для сжатых элементов – обратное направление.

При усилении путем увеличения сечений двух или более элементов (пролетов) статически неопределимых конструкций (рам, неразрезных балок и т.п.) вначале следует присоединить элементы усиления ко всем усиливаемым стержням системы на сварочных прихватках и лишь затем приступать к сварке концевых участков и связующих швов. Сварку швов усиливаемых стержней следует выполнять последовательно, начиная с наименее нагруженного стержня (пролета) конструкции.

В момент усиления должны быть исключены все подвижные нагрузки, передающие на усиливаемые конструкции удары и вибрации.

При невысоком уровне начального нагружения ($\beta_0 \leq 0,3$) усиливаемых конструкций порядок выполнения усиления и последовательность сварки незначительно влияют на напряженное состояние конструкций и возможны отступления от указаний.

При присоединении элементов усиления на *болтах* необходимо вести работы с минимально возможным ослаблением усиливаемого элемента. С этой целью после завершения сборки на струбцинах следует вначале одним или двумя болтами прикрепить концы элементов усиления, затем, направляясь к середине, установить остальные. Каждое последующее отверстие начинают сверлить только после установки болта в предыдущее. После установки всех промежуточных болтов заканчивают прикрепление концов элемента.

3.6. Расчет усиленных стальных конструкций способом увеличения сечений

Общие положения

Расчет усиленных конструкций должен учитывать изменение их статической схемы, напряженного состояния и соответствовать требованиям норм [8, 52, 9].

Расчетная схема конструкций должна отражать условия их работы и фактическое состояние, установленные данными обследований. В необходимых случаях следует выполнять расчет с использованием нескольких вариантов расчетных схем и распределения жесткостей, а также *учитывать прогнозируемый износ*.

При расчете конструкций, усиление которых выполняется под нагрузкой, необходимо *учитывать уровни напряжения в существующих конструкциях в момент усиления* и последовательность включения в работу дополнительных конструкций, деталей усиления и раскрепления. При расчете усиливаемых под нагрузкой элементов на устойчивость и деформативность следует *учитывать начальные и дополнительные их деформации*, возникающие на стадии усиления (в частности, дополнительные прогибы, возникающие при усилении с помощью сварки).

При расчете конструкций, усиленных путем увеличения сечения, допускается принимать одно расчетное сопротивление стали, равное меньшему из расчетных сопротивлений материалов конструкции и элементов усиления, если они отличаются не более чем на 15 %.

Искривления от сварки при проверке устойчивости сжатых и внецентренно сжатых элементов и элементов, работающих на сжатие с изгибом, допускается учитывать введением дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c,ad} = 0,8$ [52]. В расчетах на общую устойчивость коэффициент условий работы принимается равным $\gamma_c = 0,9$.

В зависимости от условий работы усиливаемые элементы конструкции разделены на *четыре группы (прил. 11) согласно [52, прил. В]*.

Статический расчет конструкций, усиливаемых путем увеличения сечений без полной разгрузки, необходимо выполнять на нагрузки, действующие на конструкцию во время усиления (*начальное нагружение*) и на нагрузки, которые будут действовать на конструкцию после их усиления.

Уровень *начального нагружения* элементов ограничивается с целью обеспечения их несущей способности в процессе усиления в соответствии с группой конструкции. Этот уровень начального нагружения характеризуется коэффициентом β_o как отношение наибольшего напряжения в усиливаемом элементе в момент усиления к его расчетному сопротивлению:

$$\beta_o = \sigma_d / R_y . \quad (3.1)$$

В общем случае сжатия (растяжения) с изгибом напряжение σ_d определяется от нагрузок, действующих во время усиления, для неусиленного сечения с учетом фактического состояния конструкций (ослаблений сечений коррозией, отверстиями, искривлений элемента и др.) по формуле

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_{ef}} \pm \frac{M_{x,d}}{I_{x,ef}} y \pm \frac{M_{y,d}}{I_{y,ef}} x, \quad (3.2)$$

где $N_d, M_{x,d}, M_{y,d}$ – продольная сила и изгибающие моменты в наиболее нагруженном сечении элемента во время усиления.

При расчете усиления гибких сжато-изогнутых или внецентренно сжатых стержней моменты M_d вычисляются по деформированной схеме с учетом прогибов стержня:

$$M_d = N_d(e + f_o), \quad (3.3)$$

где $e = M_d' / N_d$ – начальный эксцентриситет продольной силы;

M_d' – расчетное значение момента, вычисляемое по недеформированной схеме.

$$f_o = N_d \cdot e / (N_s - N_d), \quad (3.4)$$

здесь f_o – начальный прогиб элемента.

В случае $M_d = 0, 0$ необходимо учитывать малые случайные эксцентриситеты произвольного направления, определяемые формулой $e = m_o \cdot W_{ef} / A_{ef}$, где m_o – случайное значение начального относительного эксцентриситета, принимаемое в функции гибкости λ_o ; W_{ef} – момент сопротивления неусиленного сечения с учетом фактического состояния конструкций (ослаблений сечений коррозией, отверстиями).

Расчетное значение f_o принимается не менее замеренного при натурном обследовании конструкций. При усилении искривленных центрально-сжатых стержней направление e определяется направлением их начального прогиба.

В случае изгиба (при действии момента в одной плоскости) напряжение σ_d определяется по формуле

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{ef}} \leq \beta_o \cdot R_y. \quad (3.5)$$

Геометрические характеристики сечений с учетом коррозионных повреждений A_{ef} , I_{ef} , W_{ef} определяются по прил. 10.

Предельный уровень начального нагружения элементов для конструкций, усиливаемых с помощью сварки, в зависимости от группы конструкции ограничивается условиями:

- 1-я группа - $\beta_o \leq 0,2$;
- 2-я группа - $\beta_o \leq 0,4$;
- 3-я группа - $\beta_o \leq 0,6$;
- 4-я группа - $\beta_o \leq 0,8$.

Если указанные условия не выполняются, необходима либо предварительная разгрузка конструкций, либо использование специальных технологических мероприятий при усилении, обеспечивающих ограничение деформаций конструкций (подведение временных опор).

Расчет на прочность элементов, усиленных способом увеличения сечений

Расчет на прочность элементов, усиленных способом увеличения сечений, как правило, выполняют с учетом напряжений, существовавших в элементе в момент усиления (с учетом разгрузки конструкций). При этом учитывают начальные искривления элементов, смещение центра тяжести усиленного сечения и искривления, вызванные сваркой.

Проверку на прочность усиленных элементов, для которых принято одно расчетное сопротивление стали, допускается выполнять на полное расчетное усилие без учета напряжений, существовавших до усиления.

Расчет на прочность конструкций, усиливаемых методом увеличения сечений, выполняют по формулам [52]:

а) *центрально-растянутые* симметрично усиливаемые элементы по формуле

$$N / (A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c) \leq 1; \quad (3.6)$$

б) *центрально-сжатые* симметрично усиливаемые элементы по формуле

$$N / (A R_y \gamma_N \gamma_c) \leq 1, \quad (3.7)$$

где $\gamma_N = 0,95$ – при усилении без использования сварки;

$\gamma_N = 0,95 - 0,25\sigma_d/R_y$ – при усилении с использованием сварки:

в) *несимметрично усиливаемые центрально-растянутые, центрально-сжатые и внецентренно сжатые* элементы по формуле

$$\frac{1}{R_y \cdot \gamma_M \cdot \gamma_c} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \right) \leq 1; \quad (3.8)$$

г) *изгибаемые* элементы по формуле

$$M / (W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot \gamma_M) \leq 1, \quad (3.9)$$

где $\gamma_M = 0,95$ – для конструкций группы 1;

$\gamma_M = 1$ – для конструкций групп 2, 3 и 4.

При $N/(A R_y) \geq 0,6$ в формуле (3.8) принимают $\gamma_M = \gamma_N$, здесь γ_N определяют как в формуле (3.7). Изгибающие моменты M_x и M_y определяют относительно главных осей усиленного сечения.

Перемещения (прогибы) усиленных элементов определяются по формуле [9]

$$f = f_o + f_w + \Delta f \leq f_u, \quad (3.10)$$

где f_u – предельный прогиб, определяемый в зависимости от вида конструкции и величины пролета и определяемый согласно [4, табл. 19];

f_o – начальное перемещение (прогиб), определяемое по данным обследования либо расчетом для нормативных нагрузок, действовавших в момент усиления по фактическим геометрическим характеристикам неусиленного сечения;

Δf – величина дополнительного прогиба усиленной конструкции от нормативной нагрузки, приложенной после усиления, с учетом увеличенной жесткости конструкции за счет элементов усиления;

f_w – дополнительный прогиб конструкции при ее усилении с использованием сварки. Дополнительный прогиб необходимо учитывать при $\sigma_d > 0,3 R_y$.

Пример определения прогибов по формуле (3.10) для изгибаемого элемента приведен в прил. 1.

3.7. Присоединение элементов усиления

Соединения при помощи сварки

При усилении конструкций 2-й, 3-й и 4-й групп [52, прил. В], эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже минус 45 °С в неагрессивной или слабоагрессивной среде, для обеспечения совместной работы деталей усиления и усиливаемой конструкции допускается применять прерывистые (шпоночные) фланговые швы (рис. 3.12, а).

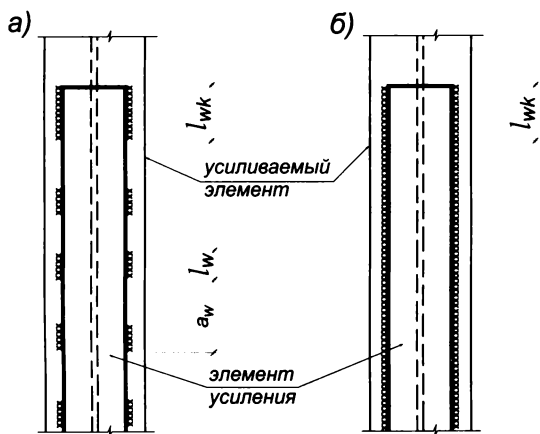


Рис. 3.12. Присоединение элементов усиления:

а – прерывистыми швами;
б – сплошными швами

Шаг шпонок следует принимать максимально допустимым по расчету, но не свыше $80i_{\min}$ в растянутых и $40i_{\min}$ в сжатых элементах усиления и не более 200 мм. Здесь $i_{\min}$ – минимальный радиус инерции элемента усиления относительно его собственной центральной оси.

Расчет непрерывных участков шпоночных швов осуществляется на сдвигающее усилие:

$$T_r = \frac{Q_{\max}}{I} \cdot S_r \cdot a_w, \quad (3.11)$$

где $Q_{\max}$ – наибольшая поперечная сила в пределах длины элементов усиления.

Для сжатых стержней $Q_{max} \geq Q_{fic}$, где Q_{fic} – условная поперечная сила для усиленного изгибаемого стержня, определяемая по [8, п. 5.8*]:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) \cdot N / \varphi, \quad (3.12)$$

S_r – статический момент элемента усиления относительно центральной оси усиленного сечения;

a_w – шаг шпонок шва (см. рис. 3.12, а).

Минимальные длины участков шпоночных швов определяют по выражению

$$l_w = \frac{\alpha_w \cdot T}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + l_{cm}, \quad (3.13)$$

где α_w – коэффициент, характеризующий распределение усилий между швами, прикрепляющими элемент усиления к основному стержню и равный доле общего усилия T , относящийся к рассматриваемому шву.

Остальные обозначения принимаются по [8, п. 11.2] для двух расчетных сечений.

Длину участка шпоночного шва следует принимать не менее 50 мм.

Концевые участки шпоночных швов присоединения элементов к основному стержню или узловым фасонкам должны обеспечивать передачу продольных усилий на элементы усиления и вовлечение их в совместную с основным стержнем работу. Их толщина может назначаться *большой*, чем толщина связывающих швов. Минимальные длины концевых участков подсчитываются по формуле

$$l_{wk} = \frac{\alpha_w \cdot (T + N_r)}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + l_{cm}, \quad (3.14)$$

где $N_r = (N - N_o) A_r / A$;

A_r – площадь поперечного сечения элемента усиления.

При усилении изгибаемых элементов ($N = 0$) следует принимать

$$N_r = 0,5 A_r R_{yr}.$$

Минимальный катет сплошных швов (см. рис. 3.12, б), крепящих элементы усиления, определяется выражением

$$k_f = \frac{\alpha_w \cdot Q_{max} \cdot S_r}{\beta_w \cdot I \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c}. \quad (3.15)$$

Концевые участки швов могут назначаться с увеличенным катетом.

При проектировании сварных швов необходимо соблюдать конструктивные требования по [52, п. 15.1].

Болтовые соединения

Применение болтов (рис. 3.13) для присоединения элементов усиления рекомендуется в случаях, когда:

болтовые соединения технологически более удобны;

материал усиливаемого элемента не допускает применения сварки;

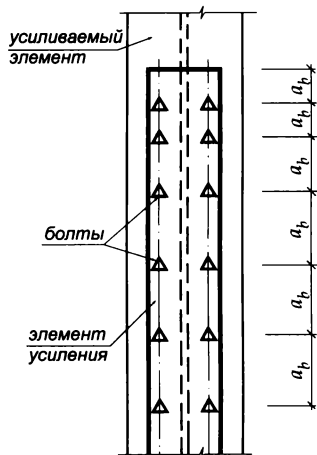
желательно избежать возникновения дополнительных сварочных напряжений и деформаций.

Проектировать соединения следует с учетом минимального ослабления сечений. С этой целью диаметр болтов следует принимать минимальным, а их размещение задавать со сбитым шагом по отношению к существующим болтам или заклепкам.

Шаг промежуточных соединений принимается не более $40i$ в сжатых и $80i$ в растянутых элементах усиления и определяется по формуле

$$a_b = \frac{[N_b]_{\min} \cdot I \cdot \gamma_c}{Q_{\max} \cdot S_r}, \quad (3.16)$$

где $[N_b]_{\min}$ – минимальная несущая способность болта (по сдвигу, срезу или смятию), определяется по [8, п. 3.5].



Прочность концевых участков соединений элемента усиления проверяется по формуле

$$\frac{N_r}{n} + \frac{Q_{\max} \cdot S_r}{I} a_b \leq [N_b]_{\min}, \quad (3.17)$$

где n – количество болтов на концевом участке соединения (рис. 3.13);
 a_b – расчетный шаг болтов.

Рис. 3.13. Присоединение элементов усиления болтами

3.8. Исправление дефектов

Дефекты и повреждения в виде трещин в основном металле или сварных швах могут быть устранены:

- ♦ заваркой трещин (при соответствующем обосновании трещина может быть остановлена при условии деконцентрации напряжений в ее устье);
- ♦ заменой дефектных мест;
- ♦ усилением конструктивного элемента;
- ♦ заменой конструктивного элемента.

Заварка трещин производится в следующей последовательности (рис. 3.14):

- ♦ зачистка зоны до чистого металла по ширине не менее 80 мм и выявление концов трещины;
- ♦ сверловка в концах трещины на расстоянии 15...20 мм по ходу ее распространения отверстий-ловителей диаметром 8...12 мм;
- ♦ разделка кромок трещин под сварку;
- ♦ подогрев концевых участков трещины до температуры 100...150 °С и поддержание ее в течение всего времени заварки трещины;
- ♦ заварка шва обратноступенчатым методом на проход с проковкой каждого прохода, кроме первого и последнего;
- ♦ обработка заваренной поверхности шлифмашинкой и снятие шва до высоты 2 мм над поверхностью основного металла и рассверловкой отверстий-ловителей до 20...25 мм;
- ♦ сплошной контроль швов физическими методами.

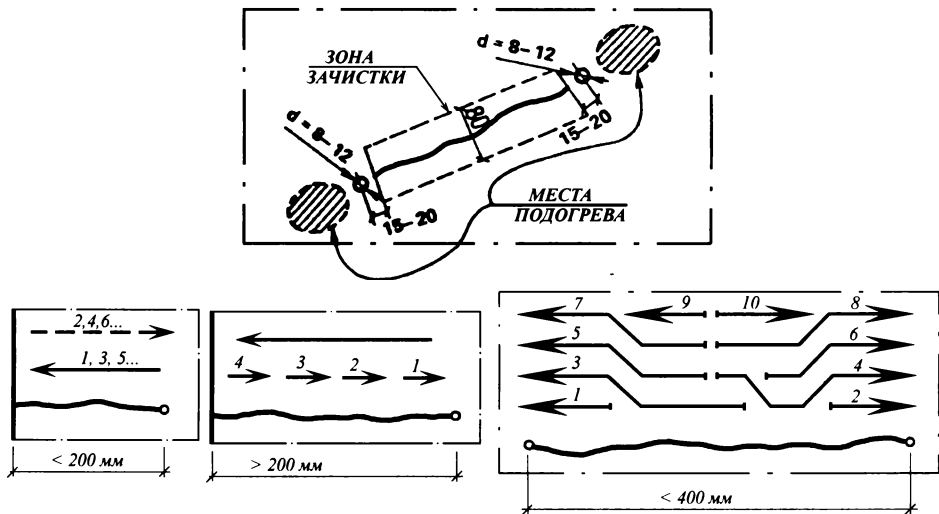


Рис. 3.14. Подготовка и заварка трещин

3.9. Защита стальных конструкций от коррозии и повышение их огнестойкости

Одним из главных условий долговечности и надежности сооружения является защита стальных конструкций от коррозии в процессе эксплуатации и при реконструкции. Ежегодные потери от коррозии составляют не менее 3% общего объема строительных металлоконструкций и составляют в среднем 4% от национального дохода.

Для строительных конструкций характерны коррозионные повреждения, вызванные: *химической коррозией* – непосредственным воздействием на металл агрессивных жидкостей или газов; *электрохимической коррозией* – воздействием влаги на поверхностный слой металла.

Большинство стальных строительных конструкций подвержено главным образом атмосферной коррозии, протекающей по электрохимическому механизму, когда на увлажненной поверхности стали идет электрохимическая реакция. Поверхность корродирующего металла делится на анодные и катодные участки, разрушение металла проявляется на анодных участках. Причинами различия физического состояния и структуры поверхности могут быть неоднородность металла, различная деформация, загрязнение поверхности, несплошность защитных пленок, наличие оксидных пленок. Анодными участками становятся более деформированные, напряженные или нагретые участки.

Наиболее опасна влажная атмосферная коррозия, которая протекает при относительной влажности воздуха менее 100% под невидимой пленкой, образующейся на поверхности вследствие адсорбционной, капиллярной или химической конденсации влаги. Факторами, увеличивающими скорость коррозии, являются: повышенная влажность воздуха ($w > 70\%$), наличие в атмосфере агрессивных газов (сернистый газ, двуокись серы, сероводород, двуокись углерода, аммиак, хлористый водород, хлор), а также осаждающаяся на поверхность пыль.

Коррозия в зависимости от степени агрессивности среды и влажности воздуха протекает в большом диапазоне – 0,01...1,6 мм в год. Скорость коррозии от 0,1 мм в год и более опасна для конструкций, так как коррозия уменьшает толщины и площади

сечений на 40...100% и выводит конструкции из строя. Для неагрессивных сред скорость коррозии составляет менее 0,01 мм в год, для слабоагрессивных – до 0,05 мм в год при влажности 60...75%.

Снижение потерь от коррозии, помимо вторичной защиты, достигается применением специальных добавок. Так, сталь марки 10Г2С обладает в 1,5 раза выше коррозионной стойкостью, а марки 15ХСНД почти в 2,0 раза по сравнению со сталью марки Ст3.

Помимо применения специальных добавок для снижения скорости коррозии в проектировании используют принцип концентрации, т.е. придание сечениям элементов меньшей поверхности. Конструктивная форма сечений играет большую роль при поражении коррозией. Так, круглое сечение является наиболее устойчивым против коррозии, в двутавровом сечении скорость коррозии на 30% выше, а в тавровом из двух уголков с полкой внизу почти в 2,0 раза. При конструировании усиления следует также избегать образования зазоров и щелей между элементами, что может вызвать щелевую коррозию.

Меры борьбы с коррозией заключаются также в уменьшении влияния факторов, способствующих коррозии (устройством вытяжной вентиляции, различных улавливателей, очистка поверхностей от пыли), а также в специальной защите стальных конструкций согласно требованиям [5].

Полностью исключить коррозионный износ стали в настоящее время невозможно, так как практически все строительные стали корродируют. Поэтому основным способом защиты стальных конструкций от атмосферной коррозии в условиях эксплуатируемых зданий является применение защитных покрытий, соответствующих агрессивной среде. На поверхность элементов конструкций наносят атмосферо-химически стойкие лакокрасочные покрытия, тонкие пленки, пластмассы, более стойкие металлы.

Выполнение защитных покрытий разделяется на два этапа: подготовка поверхности и нанесение защитного покрытия.

Подготовка поверхности

Наиболее ответственный, трудоемкий и порой определяющий этап антикоррозионной защиты – это подготовка поверхности стальных элементов под покрытие. Некачественная подготовка сводит на нет любую защиту, так как коррозионный процесс происходит под покрытием, оно отслаивается и практически не защищает конструкцию от воздействия окружающей среды. Поверхность элементов должна быть очищена (механическим или химическим способом) от ржавчины, старых покрытий, жировых и других загрязнений. К механическим способам относятся пескоструйная или дробеструйная очистки или обработка поверхности механизированным инструментом. При пескоструйной очистке можно применять кроме кварцевого металлический песок, что улучшает условия труда и снижает расход песка.

Эффективным методом подготовки поверхности элементов является применение химической очистки стали. Применение химической очистки позволяет снизить трудозатраты и стоимость работ, а также образовать на поверхности слой, которому можно придать необходимые физико-механические и защитные свойства. При химической очистке стальных конструкций от ржавчины используют специальные ингибированные пасты на основе кислот, которые разрушают слой ржавчины. После этого необходимо очистить поверхность водой и нейтрализовать ее 3-процентным раствором кальцинированной соды и просушить. Для очистки поверхности можно применять термический метод – очистку пламенем ацетилено-кислородной горелки или паяльной лампой.

Если невозможно провести механическую или химическую очистку конструкций от ржавчины, поверхность окрашивают по ржавчине специальными преобразователями ржавчины – смесью желтой кровяной соли и ортофосфорной кислоты, которая

превращает ржавчину в пигмент берлинской лазури. Избыток ортофосфорной кислоты и продуктов реакции связывают фуриловыми лаками, для которых ортофосфорная кислота является отвердителем. После приготовления смеси в соотношении по весу 8:1 – ортофосфорная кислота (70...85%): желтая кровяная соль, ее наносят на поверхность и выдерживают в течение 2...3 суток. После высыхания поверхность очищают от рыхлого слоя и наносят фуриловый лак Ф-10 или ФЛ-1 с наполнителем, высушивая каждый слой не менее 24 часов.

Выбор и нанесение защитных покрытий

После подготовки поверхности элементов конструкций в зависимости от эксплуатационной среды, в которой она работает и в соответствии с требованиями [5] осуществляют выбор и нанесение защитного покрытия. В качестве защитных покрытий для условий реконструируемых зданий и сооружений применяют в основном лакокрасочные покрытия. Лакокрасочные покрытия в зависимости от вида пигмента обеспечивают барьерную, комбинированную или протекторную (электрохимическую) защиту стали.

Для выполнения защитных покрытий в неагрессивных и слабоагрессивных средах применяют покрытия, состоящие из слоя грунтовки и от двух до семи покрывных слоев. В качестве грунтовочного слоя применяют: глифталевые (ГФ), пентафталевые (ПФ), масляные (железный сурик, краска), перхлорвиниловые на сополимерах винилхлорида (ХС), акриловые (АК), эпоксидные (ЭП) и др. Грунтовки наносят непосредственно на защищаемую поверхность, улучшая адгезию и антикоррозионные свойства покрытия. Для грунтовок можно применять и материалы, осуществляющие протекторную (катодную) защиту. В этом случае все покрытие будет работать как комбинированное. В качестве покрывных слоев используются в основном эмали, получаемые на основе лаков с добавлением в них пигментов для придания цвета и улучшения прочностных свойств.

Для защиты конструкций, эксплуатируемых в атмосферных условиях без содержания агрессивных газов, можно применять трех-, четырехслойные покрытия, состоящие из основного слоя грунта глифталевого или фенольного и двух-трех слоев пентафталевой эмали ПФ.

В атмосфере с повышенной влажностью и наличием агрессивных газов рекомендуются семислойные покрытия, состоящие из двух слоев грунта ХС-010, двух-трех слоев перхлорвиниловой эмали ХСЭ и трех слоев смеси, состоящей из эмали ХСЭ с лаком ХСЛ в соотношении 1:1. В этих же условиях высокой стойкостью обладают лакокрасочные материалы на основе эпоксидных смол (ЭП). При повышенной влажности применяются шестислойные покрытия, состоящие из одного слоя грунта ХС-010 или Аг-10с на основе бутилметакрилата, двух слоев эмали марки ХСЭ или ПВХ и трех слоев лака ХСЛ.

Составы для лакокрасочных покрытий многообразны, в последнее время разработаны новые, которые необходимо применять, имея на них соответствующие сертификаты и результаты испытаний в нужной вам среде эксплуатации конструкций. Составы, количество покрывных слоев и толщины некоторых покрытий для неагрессивных и слабоагрессивных сред приведены в прил. 18, *табл. П.18.6*. Лакокрасочные составы, осуществляющие барьерную защиту стали, обладают невысокой долговечностью (обычно 3...5 лет) и применяются в связи с невысокой стоимостью самих материалов.

Помимо обычных систем лакокрасочных покрытий, осуществляющих барьерную защиту стали, в последнее время для защиты стальных конструкций, эксплуатируемых в атмосферных условиях, применяется метод холодного цинкования, при использовании которого создаются покрытия на основе цинкнаполненных композиций **ЦИНОТАН**, **ЦВЭС** и **ЦИНОЛ**, предназначенные для долговременной защиты (до 20

лет) от коррозии металлических строительных конструкций. Покрытия на основе цинкнаполненных композиций содержат более 82% (по массе) металлического цинка и осуществляют протекторную (катодную) защиту стали аналогично цинковым металлическим покрытиям, полученным методом горячего цинкования. При нанесении таких покрытий цинк, обладая более электроотрицательным потенциалом, чем сталь, является анодом при коррозии, а сталь – катодом и не подвергается разрушению, пока сохраняется электрический контакт покрытия со сталью. Кроме цинка таким свойством обладает еще и кадмий. Цинкнаполненные композиции можно наносить на монтажной площадке на стальную поверхность, очищенную от окислов методом абразивоструйной очистки до степени 2 по ГОСТ 9.402-80. Способы нанесения материалов – распыление (безвоздушное и пневматическое), кисть.

Марки цинкнаполненных композиций для грунтовочных и покрывных слоев и их толщина в зависимости от условий эксплуатации конструкций и степени агрессивного воздействия среды приведены в прил. 18, табл. П.18.7...П.18.9.

Повышение огнестойкости стальных конструкций

Строительные конструкции зданий и сооружений в обычных условиях эксплуатации могут сохранять необходимые рабочие качества в течение десятков лет. Эти же конструкции при пожаре исчерпывают свой ресурс надежности в течение всего лишь десятков минут. Это объясняется тем, что при пожаре возникает и начинает действовать дополнительный фактор – резкое изменение температуры среды, которая повышается до 800...1000 °С в течение 30...90 мин. Сталь отличается высокой теплопроводностью. Это приводит к тому, что в условиях пожара незащищенные стальные конструкции быстро прогреваются до температур, превышающих 400...500 °С. При этом значение критической температуры для строительной стали составляет:

- сталь углеродистая Ст3, Ст5 – 470 °С;
- низколегированная сталь марки 25Г2С – 550 °С;
- низколегированная сталь марки 30ХГ2С – 500 °С.

Под воздействием высоких температур и нагрузки интенсивно развиваются температурные деформации и деформации ползучести. Это приводит к быстрому обрушению стальных конструкций.

Количественной характеристикой огнестойкости является «предел огнестойкости» (прил. 19). Нормируемое для стальных конструкций предельное состояние определяется как потеря несущей способности (обрушение или недопустимый прогиб) и обозначается *R*.

Пределы огнестойкости большинства незащищенных стальных конструкций очень малы и находятся в пределах *R10...R15*.

При необходимости обеспечения огнестойкости стальных конструкций выше чем *R10...R15* применяют различные методы повышения огнестойкости стальных конструкций. Способы повышения огнестойкости можно разделить на три группы:

1. Конструктивная огнезащита (облицовка, обетонирование, штукатурка и т.п.). Облицовка стальных конструкций выполняется несгораемыми материалами, имеющими высокие теплозащитные показатели. В качестве облицовки используются бетонные плитки, керамические материалы, штукатурка. Так, слой штукатурки в 25 мм повышает огнестойкость стальной конструкции до *R50*. Облицовка в 0,5 кирпича до *R300*.
2. Нанесение на стальную конструкцию специальных составов. При воздействии высоких температур эти материалы вспучиваются и на некоторое время создают на поверхности защищаемой конструкции слой пористого материала

толщиной 25...35 мм. Этот способ увеличивает огнестойкость стальных конструкций до *R45...R60* и более. Марки и характеристики таких материалов приведены в прил. 18, табл. П.18.10.

3. Наполнение полых конструкций водой с естественной или принудительной циркуляцией. Циркуляция воды внутри конструкции при пожаре обеспечивает интенсивный теплообмен с поверхностью и замедляет прогрев конструкции до критических температур. Этот способ очень дорогостоящий и применяется в основном для уникальных зданий.

В зданиях и сооружениях *I, II, III степени огнестойкости* (большинство жилых, общественных и производственных зданий) необходимо обеспечить предел огнестойкости несущих конструкций, соответственно равный *R120, R90, R45* [2]. Для конструкций перекрытий предел огнестойкости соответственно должен быть не менее *R60, R45, R45*. Этими требованиями и определяется выбор соответствующего способа и материала для повышения огнестойкости стальных конструкций.

В жилых и общественных зданиях *I, II и III степеней огнестойкости* для обеспечения требуемого предела огнестойкости несущих элементов здания допускается применять только конструктивную огнезащиту (облицовка, обетонирование, штукатурка и т.п.).

4. ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕМОНТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Основные положения по проектированию усиления.

Классификация способов усиления и ремонта

Причинами недостаточной надежности каменных конструкций и необходимости их усиления или ремонта могут являться:

- размораживание кладки вследствие попеременного замораживания и оттаивания;
- возникновение и развитие трещин вследствие неравномерной осадки или просадки, а также в результате перегрузки;
- коррозии кладки под воздействием агрессивной среды;
- воздействие высоких температур (пожар);
- ошибки при проектировании (недостаточный учет действующих нагрузок, неполное соответствие выбранной расчетной схемы действительному напряженному состоянию конструкций и др.);
- недостатки при производстве работ (заниженная марка кирпича или раствора и др.);
- увеличение нагрузки при изменении функционального назначения здания или при надстройке здания.

Усиление каменных конструкций повышает их несущую способность, жесткость и трещиностойкость, т.е. обеспечивает надежную работу на период эксплуатации. Решение о технической возможности и экономической целесообразности усиления каменных конструкций и выбор метода усиления зависят от состояния конструкций, эксплуатационных требований, стоимости усиления по сравнению с выполнением новых конструкций. Принятие решения по усилению каменных конструкций основывается на оценке несущей способности и степени повреждения по [12].

Оценка несущей способности и степени повреждения каменных конструкций

Несущая способность поврежденных армированных и неармированных каменных конструкций определяется методом разрушающих нагрузок на основании данных, полученных при обследовании, и фактических значений прочности (марок) кирпича, камней, раствора и предела текучести арматуры. При этом учитывают факторы, снижающие их несущую способность:

- ◆ трещины;
- ◆ разрушение поверхностных слоев кладки в результате размораживания, пожара или механических повреждений (выбоины и т.п.);
- ◆ наличие эксцентриситетов, вызванных отклонением стен и столбов от вертикали или при их выпучивании из плоскости;
- ◆ нарушение конструктивной связи между стенами вследствие образования вертикальных трещин в местах их пересечения или вследствие разрыва поперечных связей между стенами, колоннами и перекрытиями каркаса;
- ◆ повреждение опор балок, перемычек, смещение элементов покрытий и перекрытий на опорах.

Поврежденные каменные и армокаменные конструкции подлежат временному усилению (разгрузке до выполнения работ по усилению), если их несущая способность недоста-

точна для восприятия фактически действующих нагрузок на рассматриваемый элемент:

$$K_{6n} \cdot F \geq \Phi \cdot K_{TP}, \quad (4.1)$$

где F – фактическая нагрузка на рассматриваемую конструкцию в момент обследования;

K_{6n} – коэффициент безопасности, принимаемый:

- для неармированной кладки – 1,7;
- для кладки с сетчатым армированием – 1,5;

Φ – несущая способность конструкции без учета повреждений, определяемая по фактическим значениям площади сечения, гибкости и прочности материалов кладки;

K_{TP} – коэффициент снижения несущей способности каменных конструкций при наличии повреждений (трещин, сколов, повреждений при пожаре и т.п.), принимаемый:

- при повреждении кладки стен, столбов и простенков вертикальными трещинами (исключая трещины, вызванные температурными воздействиями и неравномерными осадками оснований) – по табл. 4.1;
- при повреждении кладки опор балок, ферм и перемычек – по табл. 4.1;
- при повреждении кладки стен и столбов при пожаре – по табл. 4.2.

Несущую способность армированной и неармированной кладки без учета повреждений (Φ) следует определять в соответствии с указаниями [10, 11] путем подстановки в правые части формул, характеризующих различные виды напряженного состояния, среднего предела прочности кладки и предела текучести арматуры. При известной марке кирпича и раствора средний предел прочности кладки R принимается равным удвоенной величине расчетного сопротивления кладки.

При определении несущей способности необходимо учитывать следующие повреждения и дефекты, меняющие проектные расчетные положения.

При отклонении от вертикали или при выпучивании стен в пределах этажа на величину до 1/3 толщины стены их несущая способность определяется с учетом фактических эксцентриситетов от вышележащей нагрузки. При большем отклонении или выпучивании стены столбы и перегородки подлежат разборке или обязательному усилению.

При образовании вертикальных трещин в местах пересечения стен или при разрыве поперечных связей между стенами, колоннами и перекрытиями каркаса несущая способность и устойчивость стен при действии вертикальных и горизонтальных (ветровых) нагрузок определяется с учетом фактической свободной высоты стены между точками сохранившихся закреплений (связей).

При смещении прогонов плит перекрытий и покрытий на опорах проверяется несущая способность стен на местное смятие и внецентренное сжатие по фактической величине эксцентриситетов и площади опирания прогонов и плит перекрытий на стены.

При наличии в стенах больших обвалов или при обрушении одного или нескольких простенков нижележащих этажей оставшаяся часть стены может работать по схеме свода. В этом случае несущая способность крайних простенков или участков стен определяется с учетом перегрузки F от массы стен и перекрытий, находящихся выше обвалов, а также с учетом распора H , определяемого статическим расчетом.

Степень повреждения каменных конструкций оценивается по потере их несущей способности, %, при:

слабых повреждений	до 15
средних	25
сильных	50
разрушениях	свыше 50

Характерные виды повреждений и дефектов каменных конструкций, возникающие при указанных выше снижениях несущей способности, а также рекомендуемые мероприятия по временному усилению (укреплению) конструкций [12] приведены табл. 4.3.

Таблица 4.1

Определение характера повреждений кирпичной кладки от силовых воздействий [12]

Характер повреждения кладки стен, столбов и простенков	Коэффициент K_{mp} при кладке	
	неармированной	армированной
1. Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1	1
2. Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной 15...18 см)	0,9	1
3. 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
4. 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
5. То же, при пересечении более восьми рядов (длиной более 65 см)	0	0,5
Характер повреждения кладки опор	Коэффициент K_{mp} при кладке	
	неармированной	армированной
1. Местное (краевое) повреждение кладки на глубину до 2 см (мелкие трещины, отслоения) и образование вертикальных трещин по концам опор (или опорных подушек) балок, ферм и перемычек (длиной до 15...18 см)	0,75	0,9
2. То же, при пересечении трещинами не более четырех рядов кладки (длиной 30...35 см)	0,5	0,75
3. Краевое повреждение кладки на глубину более 2 см и образование вертикальных и косых трещин по концам и под опорами балок, пересекающих более четырех рядов кладки (длиной более 30 см)	0	0,5

Таблица 4.2

Определение характера повреждений кирпичной кладки от воздействия высоких температур по [12]

Глубина повреждения кладки (без штукатурки), см	Коэффициент K_{mp}		
	Стены толщиной 38 см и более при обогреве		Столбы при наибольшем размере сечения 38 см и более
	одностороннем	двустороннем	
До 0,5	1	0,95	0,9
До 2	0,95	0,9	0,85
До 5...6	0,9	0,8	0,7

Классификация степени повреждения кирпичной кладки

Вид повреждения или дефекта	Мероприятия по временному усилению
1. Размораживание и выветривание кладки. 2. Отслоение облицовки на глубину до 15% толщины. 3. Огневое повреждение кладки стен и столбов при пожаре на глубину не более 0,5 см (без учета штукатурки)	Проверочный расчет несущей способности. Временных усилений не производить, если несущая способность обеспечена
1. Размораживание и выветривание кладки. 2. Отслоение облицовки на глубину до 25% толщины. 3. Вертикальные и косые трещины в несущих стенах и столбах на высоту не более четырех рядов кладки. 4. Наклоны и выпучивание стен и фундаментов в пределах этажа не более чем на 1/6 их толщины. 5. Образование вертикальных трещин между продольными и поперечными стенами: разрывы или выдергивание отдельных стальных связей и анкеров крепления стен к колоннам и перекрытиям. 6. Местное (краевое) 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. Смещение плит перекрытий на опорах не более 1/5 глубины заделки, но не более 2 см. 7. Огневое повреждение при пожаре кладки армированных и неармированных стен и столбов на глубину до 2 см (без штукатурки)	Проверочный расчет несущей способности конструкций; при временном усилении – установка дополнительных стоек, упоров, стяжек, расчалок.
1. Большие обвалы в стенах. 2. Размораживание и выветривание кладки на глубину до 40% толщины. 3. Вертикальные и косые силовые трещины в несущих стенах и столбах на высоту не более восьми рядов кладки. 4. Наклоны и выпучивание стен в пределах этажа на 1/3 их толщины и более. 5. Смещение (сдвиг) стен, столбов и фундаментов по горизонтальным швам или косой штрабе. 6. Отрыв продольных стен от поперечных в местах их пересечения, разрывы или выдергивание связей, крепящих стены к колоннам и перекрытиям. 7. Повреждение кладки под опорами ферм, балок и перемычек в виде трещин, раздробления камня или смещения рядов кладки по горизонтальным швам на глубину более 2 см; образование вертикальных или косых трещин, пересекающих до четырех рядов кладки. 8. Смещение плит перекрытий на опорах более 1/5 глубины заделки в стене. 9. Огневое повреждение кладки стен и столбов при пожаре достигает 5...6 см	Капитальное восстановление производится по проекту; при временном усилении – установка дополнительных стоек, упоров, расчалок, стяжек

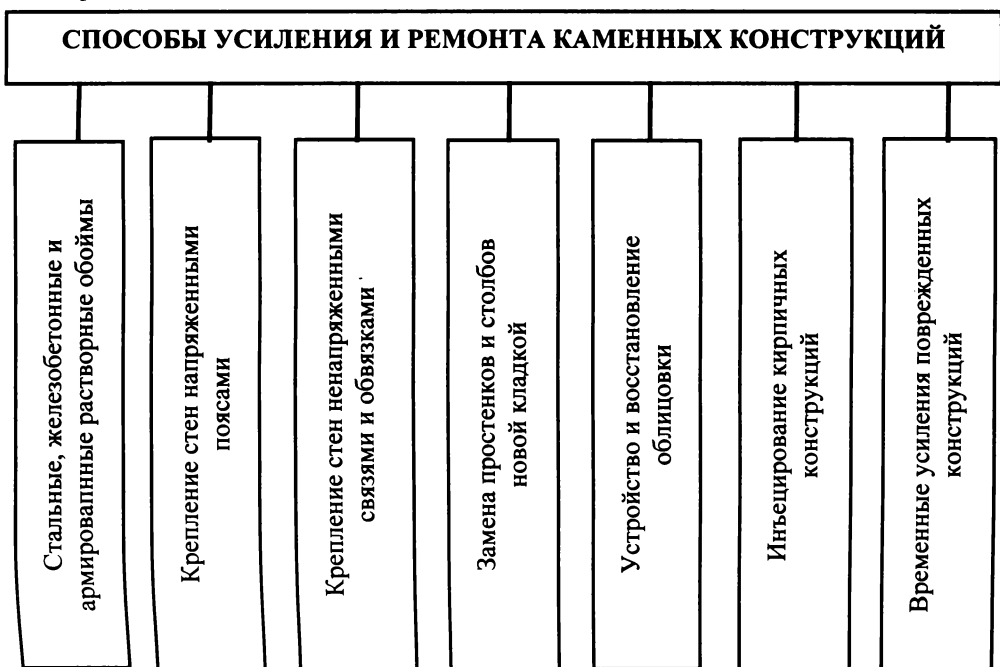
Полное	Свыше 50. Полная потеря несущей способности	1. Разрушение отдельных конструкций и частей здания. 2. Размораживание и выветривание кладки на глубину 50% толщины стены и более	Конструкции подлежат разборке
--------	---	--	-------------------------------

Способы усиления, восстановления и ремонта каменных конструкций

Способы усиления, восстановления и ремонта каменных конструкций можно разделить на несколько групп по виду усиления и конструктивным особенностям каменных конструкций:

- ◆ Усиление столбов, простенков и участков стен.
- ◆ Усиление пилястр, перемычек, углов кирпичных зданий, примыкания стен и опорных зон балок, плит или ферм.
- ◆ Обеспечение пространственной жесткости кирпичных зданий при отклонении от вертикали стен или общих повреждений большой протяженности.
- ◆ Ремонт стен, инъектирование.
- ◆ Усиление образованных проемов в несущих стенах.
- ◆ Усиление стен при надстройке зданий.

Классификация способов усиления и ремонта каменных конструкций приведена на рис. 4.1.



4.2. Усиление столбов, простенков и участков стен

Усиление столбов, простенков и участков стен может производиться при помощи обойм, двусторонним или односторонним наращиванием железобетоном, а также созданием комплексных элементов, включением в каменную кладку стоек из железобетона.

4.2.1. Усиление каменных конструкций обоями

Одним из наиболее эффективных способов усиления каменных конструкций является включение кладки в обойму. Кладка в обойме работает в условиях всестороннего сжатия и ограничения свободы поперечного его расширения, что значительно увеличивает сопротивляемость кладки воздействию продольной силы.

В практике строительства применяются следующие основные виды обойм:

- * **стальные** (рис. 4.2, а, б);
- * **железобетонные** (рис. 4.2, в);
- * **армированные растворные** (рис. 4.2, в);
- * **кирпичные (армированная кладка)**;
- * **обоймы из углепластиковых холстов** (рис. 4.2, г).

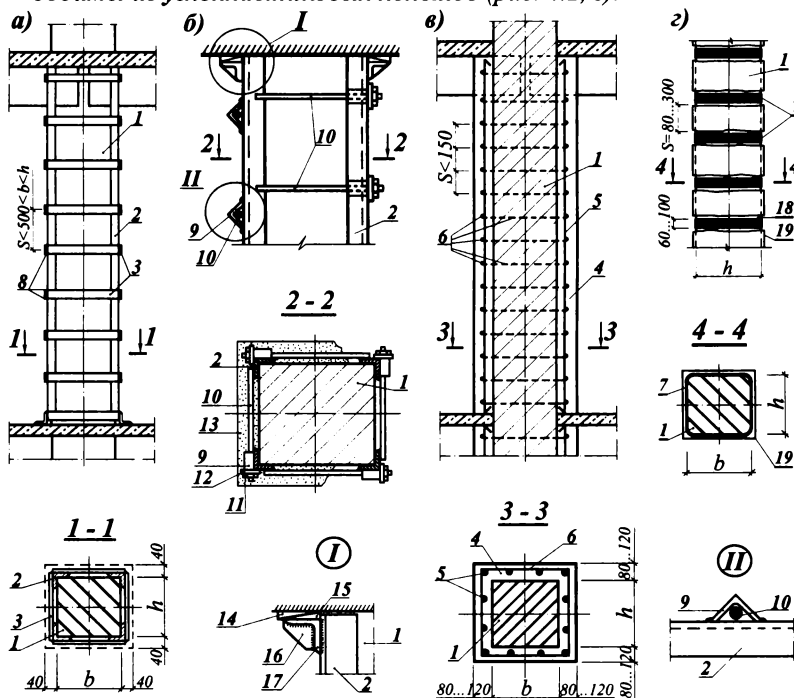


Рис. 4.2. Усиление кирпичных столбов (простенков) обоями:

а, б – металлической; в – железобетонной или армированной штукатуркой; г – обойма из углепластиковых холстов; 1 – усиливаемый элемент; 2 – металлический уголок; 3 – поперечные планки сечением 35х5...60х12 мм или Ø12...30 мм; 4 – бетон класса В15...В25; 5 – арматурные стержни более Ø12 мм; 6 – хомуты диаметром Ø6...10 мм; 7 – 2...4 слоя углепластикового холста; 8 – сварка; 9 – отрезок уголка; 10 – поперечный стержень; 11 – гайка; 12 – шайба; 13 – штукатурный слой (раствор марки 50...100); 14 – прямой клин; 15 – обратный клин; 16 – ребро жесткости; 17 – опорный уголок; 18 – поверхность, подготовленная к наклеивке холстов из углепластика; 19 – существующая штукатурка

Стальная обойма (рис. 4.2, а, б) выполняется из вертикальных стальных уголков с полками не менее 50...75 мм, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента (простенка, столба), и хомутов из полосовой или круглой стали, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не более 500 мм. Для включения обоймы в работу зазоры между кладкой и уголками следует тщательно зачеканить или заинжецировать цементным раствором. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25...30 мм по металлической сетке. Стальная обойма применяется при прямоугольном сечении конструкции. Перед установкой уголков проводят разгрузку временными стойками, удаление заполнений оконных проемов и срубку четвертей. Для включения стальных уголков в работу применяется предварительное напряжение, которое осуществляется взаимным стягиванием ломаных пар уголков между собой. Выпрямляясь, уголки воспринимают часть вертикальной нагрузки и разгружают усиливаемую конструкцию. Для получения эффекта обжатия кладки применяют натягаемые обоймы с величиной натяжения гаек 30...40 кН (рис. 4.2, б). Включение в работу элементов усиления осуществляется при помощи подклинки или предварительной разгрузки конструкции.

Железобетонная обойма (рис. 4.2, в) выполняется из бетона класса не ниже В15 с армированием вертикальными стержнями диаметром не менее 12 мм и сварными хомутами $\varnothing$ 6...10 мм. Расстояние между хомутами должно быть не более 150 мм. Толщина обоймы назначается по расчету и может быть 40...120 мм. Применяется, когда необходимо большое (в 2...3 раза) усиление кладки и сечение не прямоугольное. Устройство железобетонной обоймы эффективно при поверхностном разрушении кладки на значительную глубину или при глубоких трещинах, когда возможно уширение кирпичной конструкции. При невозможности уширения конструкции разрушенные участки расчищают на глубину не менее толщины обоймы. Бетонирование обоймы ведется снизу вверх с соответствующим наращиванием опалубки. Для создания обоймы можно использовать метод торкретирования, нанося под давлением бетонную смесь с помощью цемент-пушки.

Армированная растворная обойма (рис. 4.2, в) армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона покрывается слоем цементного раствора марки М75...М100 толщиной 30...40 мм. Продольная арматура диаметром 10...16 мм устанавливается с шагом < 400 мм, хомуты диаметром 4...10 мм, расположенные с шагом < 150 мм. Растворная обойма применяется, когда не требуется большое увеличение несущей способности конструкции и нет возможности увеличить ее размеры.

Обойма из углепластиковых холстов (рис. 4.2, г) выполняется в виде внешнего армирования наклейкой нескольких слоев холстов с определенным шагом или сплошное в зависимости от требуемого уровня повышения несущей способности усиливаемого элемента. Применение данного способа позволяет в широких пределах регулировать усилия в каменных конструкциях, минимально нарушая ее целостность и размеры сечения (толщина слоев составляет всего 1...2 мм), что очень важно при проведении реконструкции или реставрации зданий, имеющих историческую или архитектурную ценность. Несущая способность усиливаемой конструкции в связи с высокими прочностными свойствами углепластиковых холстов может быть увеличена в 1,3...2,0 раза. При выполнении усиления каменных конструкций наклейкой углепластиковыми холстами необходимо качественно подготовить поверхность кладки. Поверхность в местах наклейки холстов очищается от штукатурки и пыли, выравнивается, углы должны быть закруглены под радиус не менее 10 мм. После этого на поверхность наносится специальная грунтовка (например, водная дисперсия эпоксидной смолы). На подготовленную поверхность наклеиваются с помощью клея на основе эпоксидной смолы два-четыре слоя углепластикового холста. После отверждения клея необходимо вы-

полнить защитно-декоративное штукатурное покрытие. Защитное покрытие выполняется для защиты от солнечных лучей, вандализма и повышения огнестойкости, так как клей имеет недостаточный предел огнестойкости. Совместность работы данной обоймы с каменной конструкцией обеспечивается за счет качественного склеивания. Включение в работу осуществляется предварительной разгрузкой конструкции или нагружением дополнительной нагрузкой после выполнения усиления. Материалы, применяемые для усиления углепластиком, приведены в прил. 15.

Основными факторами, влияющими на эффективность обоймы, являются: процент поперечного армирования хомутами или поперечными планками; количество наклеиваемых слоев углепластиковых холстов и их шаг; класс бетона или марка раствора; состояние кладки; схема передачи нагрузок на конструкцию. С увеличением процента армирования хомутами прирост прочности кладки растет не пропорционально, а по затухающей кривой.

Усиление поврежденных стен, простенков и столбов обоймами рекомендуется вести с последующей или предварительной *инъекцией* поврежденной трещинами кладки цементным раствором, что обеспечивает наиболее высокую несущую способность конструкций.

При усилении простенков стальными обоймами (см. *рис. 4.2*) необходимо скалывать четверти с последующим их восстановлением. Чтобы избежать этого, можно применить способ усиления простенка с размерами $b/h \leq 2$, предложенный А.Н. Шаповаловым (А.С. № 1203220) и показанный на *рис. 4.3*. Вторая пара уголков в этом способе устанавливается внутри проема в четвертях и каждый из этих уголков соединен с простенком наклонными анкерами, устанавливаемыми в просверленные отверстия, которые сверлятся через 400...500 мм под углом 30...35°. Помимо этого внутренние уголки крепятся к четвертям при помощи Г-образных натяжных анкеров. После натяжения и приварки натяжных анкеров к уголкам гайки обрезаются. Все элементы устанавливаются на кирпичную кладку на раствор. После устройства усиления необходимо выполнить защитное покрытие стали. Предлагаемый способ позволит усилить простенок реконструируемого здания без нарушения архитектурного облика.

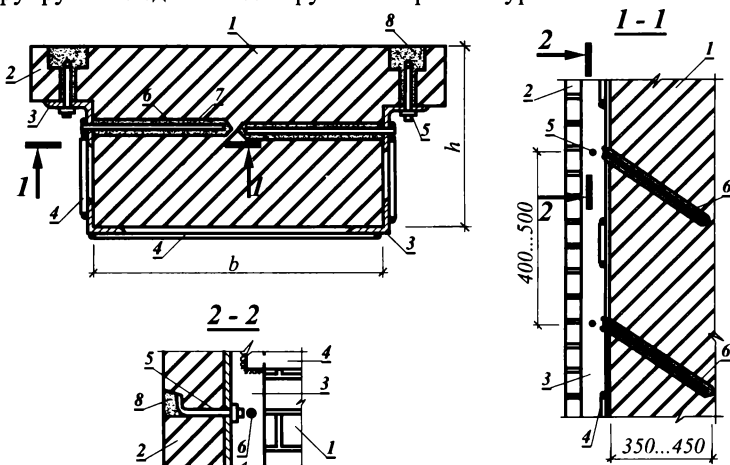


Рис. 4.3. Усиление кирпичных простенков обоймой с сохранением четвертей

- 1 – усиливаемый простенок; 2 – четверть; 3 – стальные уголки; 4 – поперечные планки;
5 – Г-образные натяжные анкера $\varnothing 10...12$ мм; 6 – наклонные анкера $\varnothing 16...18$ мм;
7 – наклонные отверстия $\varnothing 20...22$ мм, заполненные перед установкой стержней цементным раствором; 8 – раствор

Расчет элементов, усиленных обоями

Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленной обоями (рис. 4.4), при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по [11, формулы (4.1...4.3)].

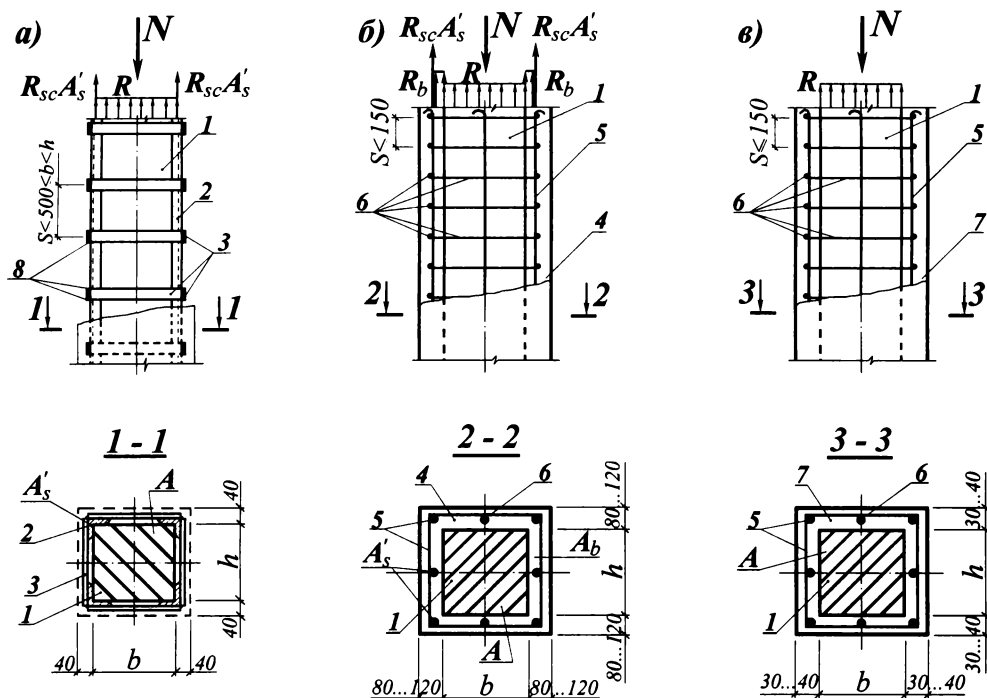


Рис. 4.4. Расчетные схемы усилий нормальных сечений каменных элементов, усиленных обоями:

а – металлической; *б* – железобетонной; *в* – армированной штукатуркой; 1 – усиливаемый элемент; 2 – металлический уголок; 3 – поперечные планки сечением 35х5...60х12 мм; 4 – бетон класса В15...В25; 5 – хомуты диаметром $\varnothing 4...10$ мм; 6 – арматурные стержни диаметром $\varnothing 12...16$ мм; 7 – штукатурка (раствор марки 50...100); 8 – сварка

Несущая способность кладки, усиленной обоями, проверяется по формулам. Для кладки, усиленной *стальной* облоймой:

$$N \leq \psi \cdot \varphi \left[(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) A + R_{sc} \cdot A'_s \right]. \quad (4.2)$$

Для кладки, усиленной *железобетонной* облоймой:

$$N \leq \psi \cdot \varphi \left[(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right]. \quad (4.3)$$

Для кладки, усиленной *армированной растворной* облоймой:

$$N \leq \psi \cdot \varphi \cdot (m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) A. \quad (4.4)$$

Коэффициенты ψ и η в формулах (4.2...4.4) принимаются равными:

- ♦ при центральном сжатии $\psi = 1,0$ и $\eta = 1,0$;
- ♦ при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием):

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_o}{h}; \quad (4.5)$$

$$\eta = 1 - \frac{4 \cdot e_o}{h}, \quad (4.6)$$

где e_o – эксцентриситет приложения продольной силы N . При этом величина $e_o \leq 0,17h$, в ином случае усиление кладки обоями неэффективно.

В формулах (4.2...4.4):

N – продольная сила от расчетных нагрузок;

A – площадь сечения усиливаемой кладки;

A'_s – площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;

A_b – площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

R_{sc} – расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры обоймы;

ϕ – коэффициент продольного изгиба. При определении ϕ по прил. 14 или по [10, табл. 18] значение упругой характеристики α принимается как для неусиленной кладки, а гибкость определяется по расчетной длине в соответствии с положением [10, п. 4.3];

m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузок. При $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см $m_g = 1,0$;

m_k – коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным:

- * 1,0 – для кладки без повреждений;
- * 0,70 – для кладки с трещинами;

m_b – коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным:

- * 1,0 – при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы;
- * 0,70 – при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы;
- * 0,35 – без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

μ – процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{h \cdot b \cdot S} \cdot 100, \quad (4.7)$$

здесь h и b – размеры сторон усиливаемого элемента;

A_s – площадь поперечного сечения планки (см. рис. 4.4, а, поз.3) или хомута (см. рис. 4.4, б, поз. 5);

S – расстояние между осями поперечных связей:

- * при стальных обоямах – $h \geq S \leq b$, но не более 500 мм;
- * между хомутами при железобетонных и штукатурных обоямах – $S \leq 150$ мм.

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм, принимаются по табл. 4.4

Расчетные сопротивления арматуры, принимаемые для расчета железобетонных обоев

Армирование	Расчетные сопротивления арматуры, МПа	
	Сталь класса А-240 (А-I)	Сталь класса А-300 (А-II)
1. Поперечная арматура	150	190
2. Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43	55
3. То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130	160
4. То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190	240

С увеличением размеров сечения (ширины) элементов при соотношении их сторон от 1:1 до 1:2,5 эффективность обоев несколько уменьшается, однако это уменьшение незначительно и практически его можно не учитывать.

При отношении сторон более 1:2,5 необходима постановка дополнительных поперечных, пропускаемых через кладку связей, располагаемых на расстоянии по ширине стены не более $2h$ и не более 1,0 м, а по высоте не более 0,75 м. В этом случае в формулы (4.2...4.4) к слагаемым, учитывающим влияние хомутов (связей), вводится коэффициент условий работы, равный 0,5.

Расчет каменных центрально сжатых элементов, усиленных углепластиковыми холстами, в настоящее время ненормирован. Несущую способность коротких усиленных элементов по данным экспериментальных исследований, проведенных в ЦНИИСК, можно определять по формулам [10] с принятием удвоенного значения расчетного сопротивления кладки в случае сплошного нанесения на элемент двух слоев углепластиковых холстов. При усилении с определенным шагом (один-четыре ряда кладки) необходимо учитывать качество и состояние кладки между участками усиления.

4.2.2. Усиление каменных конструкций железобетоном. Комплексные элементы

Несущая способность кладки стен может быть значительно увеличена путем набетонки стен с одной или двух сторон. Набетонка выполняется из тяжелого или легкого бетонов В10...В15 и армируется сетками из стержней диаметром 4...12 мм (рис. 4.5).

Для повышения сцепления бетона с кладкой горизонтальные и вертикальные швы предварительно расчищают, поверхность кладки стен насекают и промывают водой.

Если длина усиливаемого участка стены больше ее толщины в два раза и более, необходимо установить дополнительные поперечные связи, пропускаемые через кладку, диаметром 12...20 мм. Расстояние между связями по длине не должно превышать двух толщин стены, но не более 1000 мм, а по высоте должно быть не более 750 мм. Связи должны быть надежно закреплены (рис. 4.5, а).

Арматурные сетки крепят к стальным стержням диаметром 5...10 мм, заделанным на цементном растворе М100 в отверстия (рис. 4.5, б). Глубина заделки штырей 80...120 мм, шаг при шахматном расположении 900 мм.

Несущую способность стен, усиленных набетонкой, рассчитывают как для многослойных стен с жесткой связью между слоями по [11].

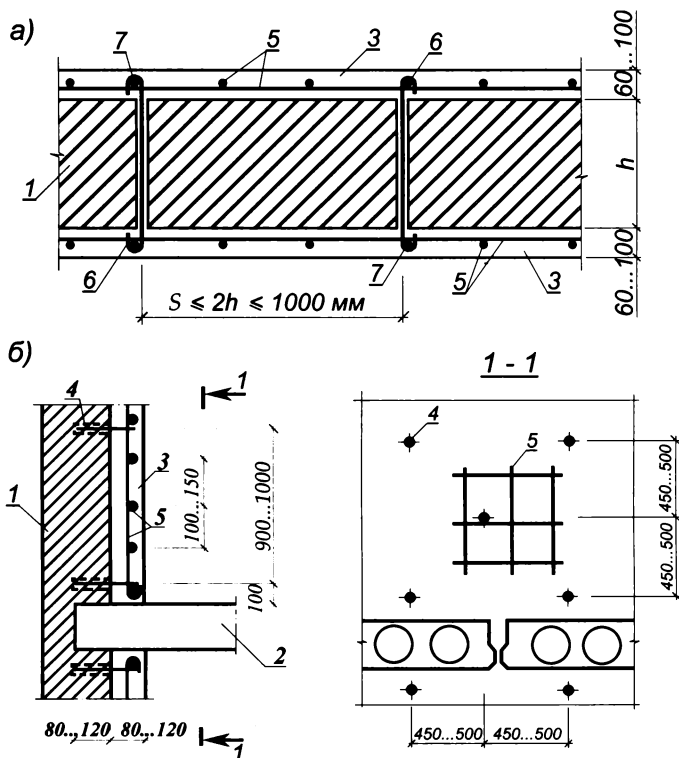


Рис. 4.5. Усиление кирпичных стен железобетонной набетонкой:

а – двухсторонней; *б* – односторонней; 1 – усиливаемая стена; 2 – перекрытие; 3 – железобетонная набетонка; 4 – штыри диаметром 10...12 мм, вставленные в просверленные отверстия в стене; 5 – арматурные сетки; 6 – хомуты-связи, пропущенные через отверстия в стене; 7 – дополнительные арматурные стержни, расположенные поверх сеток

Комплексные элементы

Комплексными называются элементы каменной кладки с включением в них железобетона, работающего совместно с кладкой (рис. 4.6). При этом железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны кладки, что позволяет проверить плотность уложенного бетона и является более рациональным при внецентренном сжатии и продольном изгибе конструкции. Комплексные конструкции применяются в тех случаях, когда требуется значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов при центральном или внецентренном сжатии, например при надстройках. Применение в этом случае комплексных элементов позволяет уменьшить размеры сечений элементов. Железобетон втапливают в борозды. За счет неровностей их стенок происходит хорошее сцепление бетона с кирпичом, но в любом случае необходимо устанавливать стяжные болты. В опоре стойки борозду расширяют, создавая башмак, опирающийся на обрешетку фундамента. При надстройках здания по верху стоек делают горизонтальную обвязку – железобетонный пояс, являющийся основанием вышележащей кладки.

Для комплексных конструкций применяется бетон класса В10...В15. Процент армирования продольной арматурой не более 1,5%. Класс арматуры А-240...А-300 (А-I...А-III). Расчет комплексных элементов проводится по [11, п. 5.27...5.31].

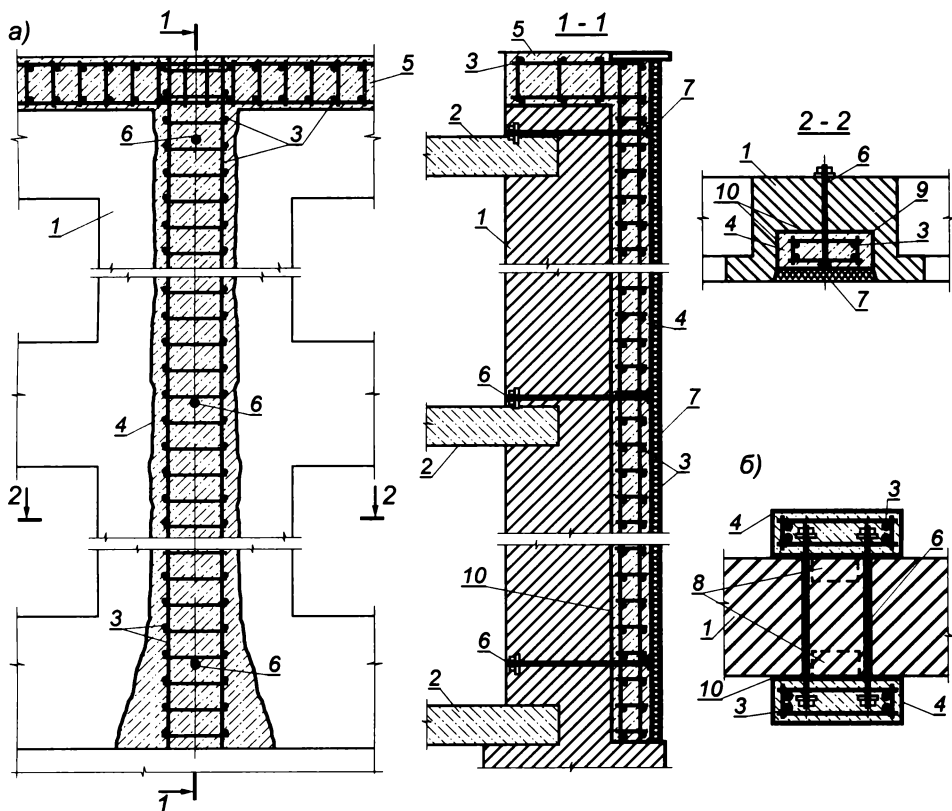


Рис. 4.6. Усиление кирпичных стен устройством железобетонных комплексных элементов:

а – односторонние стойки в штрабах; **б** – двусторонние пилястры;

1 – усиливаемая стена; **2** – перекрытие; **3** – арматурные каркасы; **4** – железобетонные стойки усиления, устроенные в штрабах и связанные тяжами между собой и с усиливаемой стеной; **5** – железобетонный пояс (ставится при надстройках); **6** – стяжные болты $\varnothing 20 \dots 25$ мм с шайбами, пропущенные через просверленные отверстия в стене; **7** – утеплитель; **8** – углубления, вырубленные в стене для образования бетонных шпонок; **9** – штрабы, вырубленные в усиливаемой стене для устройства стойки; **10** – поверхность стены, подготовленная к бетонированию

4.3. Усиление пилястр, перемычек, углов кирпичных стен, примыкания стен и опорных зон балок, плит или ферм

При местном повреждении кладки *пилястр* (вертикальные или косые трещины, раздробление и сколы кладки под концами перемычек в местах опирания балок, плит или ферм) поврежденные участки стягивают бандажами из полосовой стали и уголков, а поврежденную кладку инъецируют цементным раствором под давлением (рис. 4.7).

Железобетонные *перемычки* в зависимости от степени повреждения следует заменить новыми или отремонтировать. Если на перемычки опираются балки или плиты перекрытий, то при замене перемычек необходимо полностью разгрузить их подкой под балки или плиты перекрытий по всей длине перемычки временных креплений в виде стоек. Усиление железобетонных *перемычек* осуществляется подведением

разгружающих балок из прокатного металла с дополнительными подвесками из половой стали (рис. 4.8, а).

Поврежденные рядовые и клинчатые перемычки усиливаются подводкой стальных и железобетонных балок. Балки укладываются в штрабы, вырубленные с двух сторон стены, и стягиваются между собой болтами или хомутами (рис. 4.8, б). Металлические балки покрываются сетками и оштукатуриваются цементным раствором.

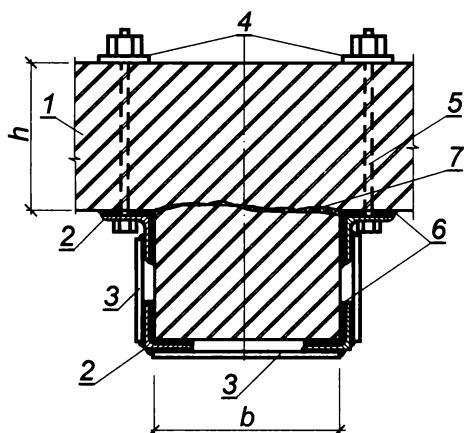


Рис. 4.7. Усиление кирпичных пилястр:

- 1 – усиливаемая кирпичная стена с пилястрой;
- 2 – стальные уголки;
- 3 – соединительные планки (хомуты);
- 4 – упорная шайба $\delta = 10 \dots 12$ мм;
- 5 – болт диаметром 18...22 мм;
- 6 – зачеканка цементным раствором;
- 7 – трещина в месте сопряжения пилястры со стеной

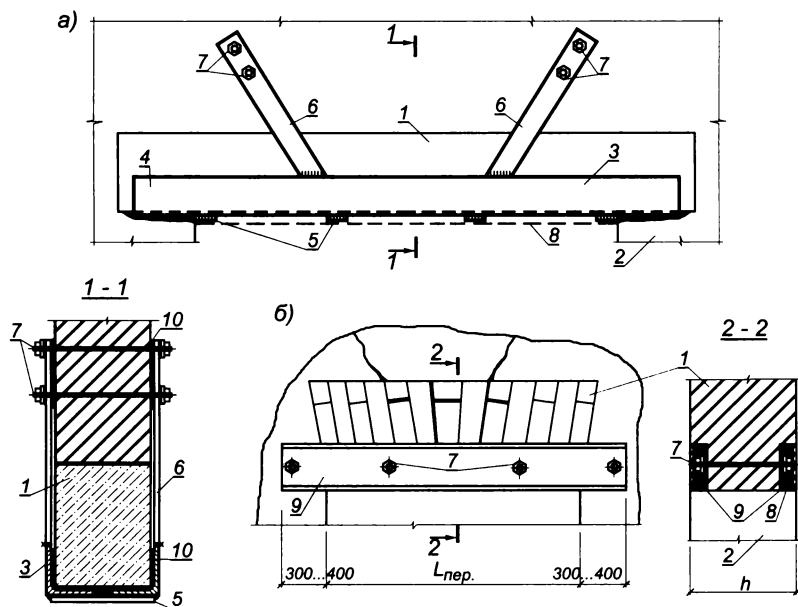


Рис. 4.8. Усиление перемычек подведением разгружающих балок:

- 1 – усиливаемые перемычки;
- 2 – кирпичные простенки;
- 3 – разгружающие балки из уголков № 75...100;
- 4 – заделка уголков в простенки;
- 5 – соединительные планки;
- 6 – подвески из металлической полосы, приваренные к уголкам;
- 7 – анкерные болты;
- 8 – штукатурка по сетке;
- 9 – швеллеры № 16...24;
- 10 – цементный раствор

Для усиления железобетонных перемычек можно также применить наклейку на предварительно подготовленную нижнюю поверхность перемычек нескольких слоев углепластиковых холстов. Это усиление выполняют во время замены оконных блоков.

Для местного усиления выпучившихся стен и перегородок рекомендуется устанавливать ненапрягаемые связи: хомуты, анкеры, обвязки арматурной и прокатной сталью.

В тех случаях, когда отклонение и выпучивание стен сопровождается сдвигами по горизонтальным швам, смещением перекрытий, наклонными, сдвигами поперечных стен из плоскости, перекосами, усиление следует производить следующим образом: стены с прогибом более $1/3$ их толщины разбираются до отметки, где величина прогиба не превосходит допустимой по расчету, затем возводятся вновь с устройством креплений их тяжами или стальными хомутами к колоннам или поперечным стенам.

Усиление сильно поврежденных или отклонившихся от вертикали углов здания осуществляется постановкой с двух сторон стены в уровне перекрытий металлических балок (швеллеров № 16...20) длиной не менее 2 м, стянутых болтами диаметром 18...25 мм. Балки рекомендуются укладывать в борозды, вырубленные с двух сторон или по поверхности стены, после чего их следует стянуть болтами и заделать цементным раствором по металлической сетке.

При наличии трещин в местах пересечений стен или в стенах с пилонами необходимо установить стальные связи диаметром 20...25 мм в уровне перекрытий. Связи закрепляются в наружной и внутренней стенах распределительными прокладками из швеллеров или уголков (рис. 4.9, а). Объединение наружных стен с железобетонным перекрытием осуществляется при помощи стальных тяжей диаметром 20 мм, заанкеренных в перекрытие (рис. 4.9, б).

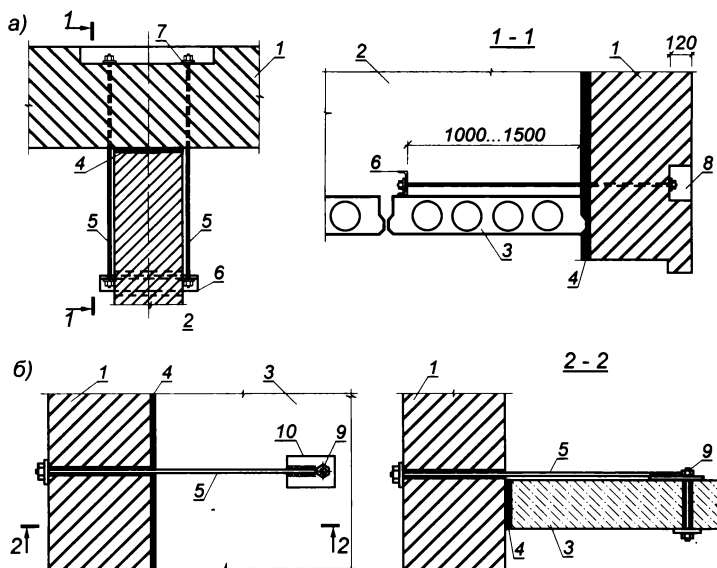


Рис. 4.9. Усиление узлов сопряжения наружных кирпичных стен:

а – с внутренней стеной; *б* – с плитами перекрытий;

1 – наружная стена; *2* – внутренняя стена; *3* – железобетонное перекрытие; *4* – трещина, инъецированная цементным раствором М100; *5* – тяжи диаметром 20 мм, пропущенные через отверстия в стене, после натяжения заполненные раствором; *6* – швеллер или уголок; *7* – шайба 75х75х8; *8* – штраба, залицованная кирпичом; *9* – болт; *10* – стальные пластины

Местное усиление поврежденных трещинами углов зданий и отдельных участков стен может выполняться двусторонними накладками металлических полос сечением 6х80...10х100 мм или швеллеров № 14...20, стянутых болтами диаметром 16...20 мм (рис. 4.10, а...б).

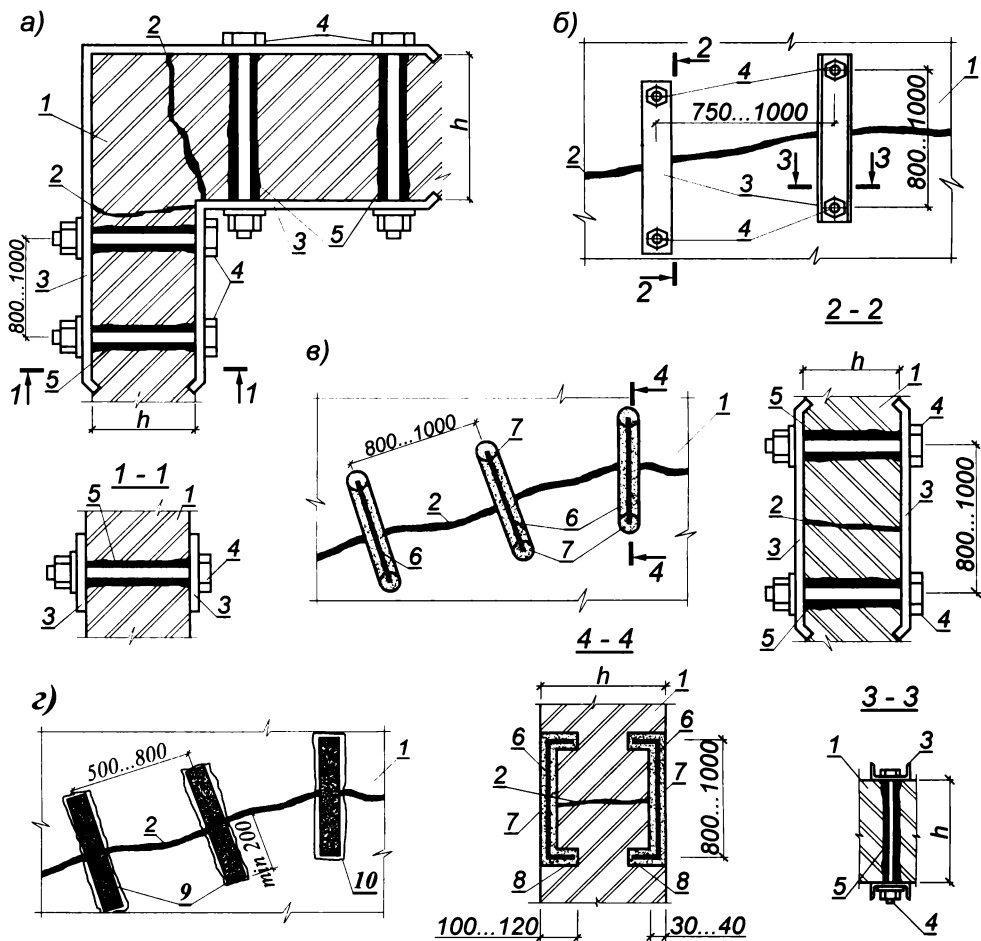


Рис. 4.10. Заделка трещин в кирпичных стенах установкой:

а, б – двусторонних металлических накладок; **в** – скоб из арматурной стали; **г** – полос из углепластика; **1** – стена; **2** – трещины в стенах шириной до 10 мм (расширить, зачистить, увлажнить и зачеканить полимерцементным раствором); **3** – двусторонние металлические накладки из полосы 80х10 мм или профильного металла, устанавливаются с шагом 800...1000 мм перпендикулярно трещине или через 500...800 мм по высоте стены; **4** – стяжные болты $\varnothing 16...18$ мм (гайки заворачивать при силовом моменте на ключе 150...200 Нм); **5** – отверстия $\varnothing 30...40$ мм, просверленные в стене (заполнить полимерцементным раствором); **6** – скобы из арматурной стали $\varnothing 14...20$ мм, устанавливаемые через 600-1000 мм по длине перпендикулярно трещине; **7** – паз в кладке, выбранный фрезой; **8** – углубления по концам паза, выполненные сверлом $\varnothing 20...30$ мм, после установки скоб, заполненные полимерраствором; **9** – несколько слоев углепластиковых холстов; **10** – поверхность кладки, подготовленная для наклейки полос

Заделка трещин в стенах может осуществляться: установкой скоб из арматурной стали (рис. 4.10, в); установкой шпонок из прокатного металла; заделкой широких трещин вставкой простых кирпичных замков или замков с якорем из прокатного металла; а также методом инъектирования трещин шириной до 10 мм цементно-песчаным раствором.

Местное усиление при наличии трещин в кладке можно осуществлять наклейкой полос из нескольких слоев углепластиковых холстов (рис. 4.10, г) на предварительно подготовленную поверхность кладки (см. п. 4.2.1) и предварительной заделкой трещин составом, который используется для выравнивания поверхности. Полосы следует располагать вдоль растягивающих усилий. Если трещина «дышит», работы рекомендуется проводить при минимальной ширине раскрытия трещины. После наклейки полос выполняется защитно-декоративное покрытие.

При выполнении ремонта или усилении кирпичных стен можно применить способ, предложенный в авторском свидетельстве. [48]. Способ усиления включает выполнение скважин, установку в них анкерующих элементов, соединение анкерующих элементов тяжами. После выполнения скважин расширяют их входную часть, заполняя раствором, надевают на анкерующие элементы конусные гайки, затягивают их, фиксируют на них тяжи и включают тяжи в работу путем предварительного натяжения стяжкой. Использование конусных гаек позволяет увеличить зону передачи усилий с тяжей на конструкцию и тем самым использовать все элементы усиления более эффективно.

Поврежденную кладку *опор* железобетонных и стальных перемычек, плит или балок следует переложить после установки в проемах под концами перемычек или балок разгружающих деревянных стоек на клинья или усилить поврежденную кладку, устанавливая стяжные бандажные обоймы, с последующей инъекцией в кладку опор цементного раствора. Возможно также устройство дополнительных опор из прокатной стали или постоянных стоек, объединенных с существующими несущими вертикальными конструкциями.

4.4. Обеспечение пространственной жесткости кирпичных зданий напряженными поясами

В процессе эксплуатации кирпичных зданий могут быть обнаружены нарушения целостности совместной работы связанных между собой стен и отдельных элементов, появление в них трещин, значительно снижающих их жесткость и прочность.

Основными причинами появления трещин в стенах являются: *неравномерная осадка грунта в основании фундаментов; разнонагруженность внутренних несущих и наружных стен; различная жесткость совместно работающих стен из различных материалов.*

В зависимости от характера дефектов стен и элементов, а также от причин, вызвавших эти дефекты, могут быть рекомендованы различные способы усиления стен и придания им необходимой жесткости и прочности. Наиболее простым и эффективным способом обеспечения пространственной жесткости и совместной работы конструкций является крепление стен в уровне перекрытий продольными и поперечными тяжами (рис. 4.11). Объемное обжатие здания напряженными тяжами осуществляется для здания в целом или для его отдельных частей.

Конструкция крепления стен напряженными поясами состоит из стальных тяжей диаметром 20...36 мм, которые опоясывают здание или его часть. Тяжи укладываются по поверхности стен или в борозды сечением примерно 70x80 мм и после их натяжения заделываются цементным раствором. На углах здания и выступах ставятся вертикальные уголки, обжимающие углы после натяжения поясов.

Усилие N , на которое подбирается сечение тяжей, определяется по формуле [28]

$$N = 0,2 R_{sq} l h, \quad (4.8)$$

где R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу по [9, табл. 10, 11], МПа;

l – длина стены; h – толщина стены.

Напрягаемые пояса делают замкнутыми, располагают в плоскости перекрытий и последовательно снизу вверх натягивают.

Натяжение поясов производится посредством стяжных муфт одновременно по всему контуру. Натяжение тяжей рекомендуется выполнять после предварительного нагрева их паяльными лампами, автогенем или электронагревом. Для тяжей, установленных зимой, в летнее время рекомендуется производить дополнительное натяжение.

Натяжение производится вручную с помощью рычага длиной 1,5 м с усилием 300...400 Н на длинный конец рычага. Общее усилие должно быть примерно 50 кН. Натяжение считается достаточным, если тяж не имеет провесов и при простукивании издает чистый звук высокого тона. Рекомендуется степень натяжения по возможности определять приборами (индикаторами), установленными на тяжах.

При выпучивании или отклонении стен от вертикали усиление проводится установкой тяжей (рис. 4.12, а) или контрфорсов из кирпича или бетона (рис. 4.12, б).

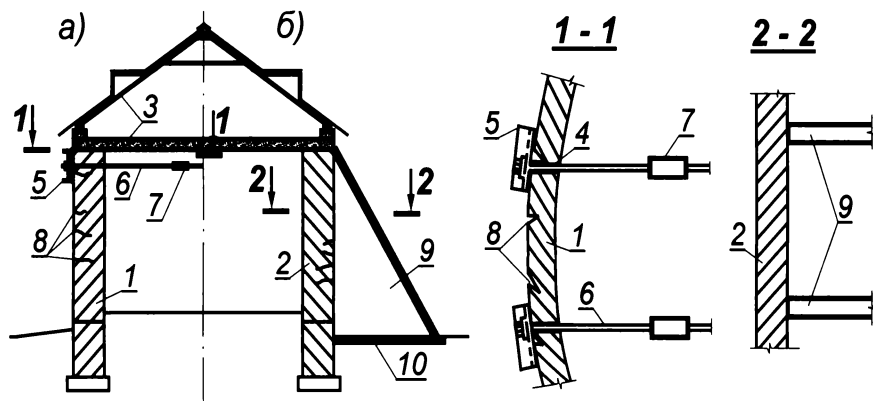


Рис. 4.12. Усиление стен при выпучивании и отклонении от вертикали:

а – установка тяжей при выпучивании стены; б – установка контрфорсов при отклонении стен от вертикали; 1 – выпучивающаяся стена; 2 – стена, отклонившаяся от вертикального положения; 3 – покрытие; 4 – отверстия в стенах (после установки тяжей заполнить раствором); 5 – траверса из швеллера; 6 – тяжи диаметром 20...36 мм с нарезкой на концах; 7 – стяжные муфты с правой и левой резьбой; 8 – трещины в стене; 9 – контрфорсы из кирпича или бетона; 10 – фундамент под контрфорсы

4.5. Ремонт и восстановление кирпичных конструкций

Сквозные трещины в стенах с раскрытием до 4 мм рекомендуется заделывать нагнетанием в трещины цементного раствора или расшивкой и зачеканкой трещин раствором.

Заделка трещин с шириной раскрытия 4 мм и более в стенах толщиной 38 см и более состоит в разборке по длине трещины кладки с двух сторон на глубину 1/2 кирпича и ширину не менее одного кирпича с последующей закладкой новым кирпичом в перевязку со старым. В стенах и перегородках толщиной 25 см и менее в зоне трещины

следует разобрать старую кладку и заменить ее новой или заделать трещину цементным раствором под давлением.

Слои кладки, поврежденные огнем и размороженные, следует удалить. В случае, когда прочность и устойчивость оставшейся кладки достаточны, удаленная часть кладки заменяется новой с оштукатуриванием по сетке, наносимой путем торкретирования после промывки поверхности водой.

Если несущая способность оставшейся кладки недостаточна, стены усиливаются путем замены или утолщения кладки, а столбы и простенки – обоями (см. раздел 4.2).

Замена простенков и столбов новой кладкой

Способ замены каменных конструкций новыми применяется в случаях, когда требуется повышение их несущей способности при надстройке и реконструкции зданий, а также в аварийных случаях, когда этот способ по технико-экономическим соображениям наиболее целесообразен по сравнению с другими способами усиления. Этот способ позволяет сохранить внешний вид заменяемых конструкций и не требует дополнительных отделочных работ.

Способ замены поврежденных конструкций новыми конструкциями требует предварительного устройства временного крепления удаляемой кладки на период производства работ, после чего допускаются разборка старой кладки и выполнение новой кладки из материалов повышенной прочности с применением сетчатого армирования. Временные крепления выполняются из дерева, стальных труб, стального проката и их необходимо проектировать в виде конструкций, способных воспринимать массу вышерасположенных стен и нагрузки от перекрытий.

Конструкции временных креплений при замене узких простенков рекомендуются выполнять из стоек, опираемых на подоконные участки, поддерживающие непосредственно элементы перемычек. При широких простенках (более 1 м) устанавливаются парные стойки по обеим сторонам. Для более плотного прилегания верха и низа стоек и их включения в работу стойки устанавливаются на клинья с последующей их подбивкой.

После установки временных креплений и плотной подklinки допускается производить осторожную разборку кладки заменяемых простенков. Замену простенков производят поочередно. Для возведения кладки новых простенков рекомендуется применять каменные материалы (кирпич, бетонные камни) повышенной прочности, но не ниже марки 100, и цементный раствор марки 100. Кладку заменяемого простенка следует выполнять с плотным осаживанием кирпича для получения тонких швов кладки. В случае необходимости горизонтальные швы кладки армируются стальными сетками. Верх заменяемой кладки не доводится до старой на 3...4 см с последующей тщательной зачеканкой зазора плотным цементным раствором марки не ниже 100. В отдельных случаях для обеспечения повышенной плотности примыкания новой кладки к старой допускается забивать в неотвердевший раствор плоские стальные клинья.

Расчет несущей способности временных креплений производится на нагрузки от вышерасположенных конструкций и приложенных к ним временных нагрузок и выполняется в соответствии с указаниями [8, 14, 20] на проектирование конструкций.

Снятие временных креплений при замене старых каменных конструкций новыми допускается после того, как раствор новой кладки наберет не менее 50% проектной прочности. Деформации кладки под нагрузкой происходят в значительной части за счет сжимаемости растворных швов, особенно в кладке на растворах низкой прочности. Относительные деформации керамических камней почти в 15 раз меньше относительных деформаций растворных швов.

Ремонт облицовки

Необходимость усиления простенков и крепления облицовки зависит от напряжения в кладке и степени повреждения облицовки.

Для установления степени напряжения производится поверочный расчет стен. В случаях отслоения облицовки расчет следует выполнять без включения площади лицевой кладки из керамических камней в расчетное сечение. При расчете следует учитывать фактическую прочность кирпича и раствора, а не проектные их марки.

В случаях обнаружения в облицовочном слое волосных трещин в отдельных камнях производится поверочный расчет стен (простенков). Если расчетом не выявлено перенапряжения кладки, то можно не проводить укрепление облицовки.

При наличии трещин и перенапряжений в кладке необходимо установить наблюдение за ее состоянием и развитием трещин, поставить на трещины гипсовые маяки и не реже одного раза в месяц производить осмотр. При перенапряжении кладки простенков более чем на 20% и наличии в ней разрушений следует усилить простенки обоймой. Перед разборкой поврежденной лицевой кладки в проемах устанавливаются временные стойки на клиньях, которые могут быть удалены не ранее чем через 10 суток после окончания работ по устройству обоймы. Обойма может приниматься стальной, железобетонной или штукатурной, армированной сеткой (см. раздел 4.2).

Ремонт стен инъекцированием

Усиление каменных конструкций (стен, простенков, пилонов, столбов, сводов и пр.) методом инъекции состоит в нагнетании под давлением в поврежденную кладку жидкого цементного или полимерцементного раствора, что способствует замоноличиванию в кладке трещин, пор и пустот. Давление, создаваемое при нагнетании, необходимо для повышения подвижности и проникающей способности смеси, а в случае применения цементных растворов обеспечивает их уплотнение с отжатием свободной воды в пористую кладку. В результате происходит общее замоноличивание кладки вместе с поврежденными участками, восстанавливается ее несущая способность. Применение метода инъекции позволяет выполнить усиление без остановки производства, с использованием небольшого количества материалов, без увеличения поперечных размеров усиливаемых конструкций.

Усиление кладки методом инъекции обеспечивается в результате тщательного выполнения технологии инъектирования, включающей:

- подготовительные работы;
 - приготовление раствора;
 - нагнетание раствора в поврежденную кладку (собственно инъектирование);
 - пооперационный контроль на всех этапах работ.
- Подготовительные работы для выполнения инъектирования кладки включают:
- определение места расположения скважин;
 - высверливание скважин и установку в них металлических патрубков;
 - очистку трещин и поверхности кладки от образующегося при сверлении шлама и пыли;
 - герметизацию всех трещин путем оштукатуривания тонким слоем цементного раствора.

При инъектировании применяются следующие материалы: в качестве вяжущего для цементных и цементно-полимерных растворов используются портландцемент марки не ниже 400 тонкостью помола не менее 2400 см²/г. Песок для раствора применяется очень мелкий или тонкомолотый. Модуль крупности мелкого песка M_k должен находиться в пределах 1,0...1,5 (ГОСТ 8736-77), а тонкомолотого доходить до тонкости помола цемента.

Для растворов можно использовать пластифицирующие добавки: нитрат натрия NaNO_2 в количестве 5% массы цемента; поливинилацетатную эмульсию ПВА с полимерцементным отношением $\text{П/Ц} = 0,05$ (добавка ПВА создает в смеси при ее перемешивании мелкие и устойчивые пузырьки воздуха, увеличивая пластичность смеси); нафталинформальдегидную (меламинформальдегидную) добавку в количестве 0,1% массы цемента (гидрофильная смола, обладающая сильнопластифицирующими свойствами).

Инъекционные растворы должны обладать следующими свойствами: малым водоотделением (цементные и цементно-полимерные растворы), необходимой вязкостью, требуемой прочностью на сжатие и прочностью сцепления, малой усадкой, достаточной морозостойкостью. Составы инъекционных растворов в каждом отдельном случае назначаются в соответствии с требованиями проекта и корректируются на месте производства работ.

Рекомендуются следующие виды инъекционных растворов [12], принимаемые с учетом применяемых материалов, влажности кладки, ее сорбционных свойств, степени чистоты поверхностей:

полимерные растворы на основе эпоксидной смолы;

цементно-полимерные растворы на основе ПВА или СКС 65ГП-Б;

цементно-песчаные растворы.

Проведение инъекционных работ состоит из следующих этапов: приготовление инъекционных растворов в металлической растворемешалке; процеживание смеси через фильтр (в случае применения некачественных материалов); временное хранение готового раствора при непрерывном его перемешивании; нагнетание под давлением готового раствора механическим или ручным растворонасосом (раствор поступает в резиновый шланг, идущий от растворонасоса, затем через регулировочный штуцер на конце шланга, и соединенный с ним на резьбе инъекционный патрубок поступает непосредственно в конструкцию).

Производство работ по инъектированию (рис. 4.13) начинается после того, как система инъекционный агрегат – усиливаемая конструкция соединена герметически. Приготовление раствора, нагнетание его в конструкцию, выдерживание под постоянным давлением в патрубке (опрессовка раствора) составляет один цикл работ по инъектированию, который повторяется до полной заделки трещин и пустот в кладке раствором. Раствор нагнетается в конструкцию под давлением до 0,6 МПа. После затвердевания необходимо произвести контроль плотности заполнения и фактической прочности раствора.

Контроль плотности заполнения кладки в период нагнетания осуществляется по радиусу распространения раствора (вытеканию его из патрубков, щелей, намоканию штукатурки).

Плотность заполнения кладки раствором можно определить неразрушающими методами, через 28 суток после инъектирования. Для этой цели используются ультразвуковые приборы УКБ-1м и другие аналогичного действия. Полнота заделки кладки определяется испытаниями упрочняемых участков до и после инъектирования по величине скорости импульсов ультразвука и по степени их затухания.

Предел прочности R кирпичной кладки, усиленной инъектированием раствора в трещины, принимается по [10] с введением поправочных коэффициентов m_k :

1,1 – для кладки простенков, столбов и стен с трещинами от силовых воздействий и усиленной инъектированием цементными и цементно-полимерными растворами;

1,3 – то же, при усилении инъектированием полимерными растворами;

1,0 – для кладки стен с одиночными трещинами от неравномерной осадки стен или нарушения связи между совместно работающими стенами и усиленной инъектированием цементно-полимерными и полимерными растворами.

Ориентировочная прочность инъекционных растворов на сжатие составляет 15-25 МПа.

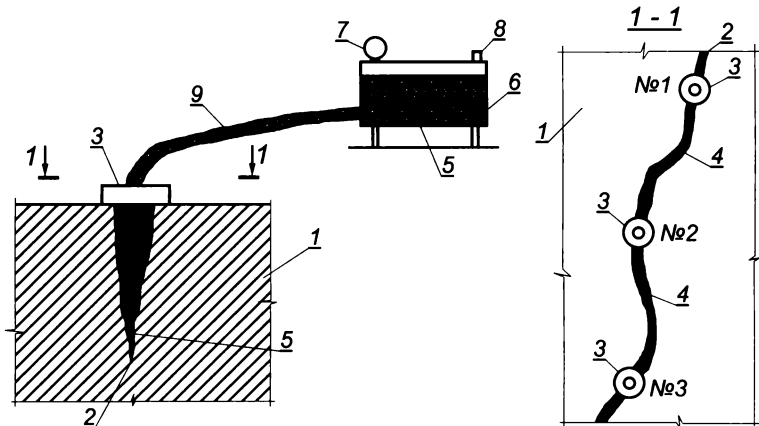


Рис. 4.13. Инъектирование трещин в кирпичных стенах:

1 – кирпичная кладка; 2 – трещина в конструкции (очищенная и промытая); 3 – инъекторы (глубинные или поверхностные), вклеиваемые в просверленные скважины с шагом 200...500 мм или наклеиваемые на трещины; 4 – шпателька трещины между инъекторами; 5 – полимерраствор, нагнетаемый в трещину; 6 – баллон с полимерраствором или ручной шприц-инъектор; 7 – манометр; 8 – инертный газ; 9 – гибкий шланг для подачи полимерраствора

Усиление конструкций стальной обоймой и инъектированием раствора в трещины поврежденной кладки рекомендуется в тех случаях, когда установка только обоймы не обеспечивает монолитности кладки, а одно инъектирование – требуемой прочности. Совместное применение двух методов способствует значительному повышению несущей способности и восстановлению монолитности конструкции.

Совместное усиление инъектированием и стальной обоймой необходимо выполнять в следующем порядке: сначала устанавливается металлическая обойма из четырех вертикальных уголков, связанных между собой на сварке горизонтальными полосами, затем производится инъектирование раствора в кладку под давлением.

Расчет несущей способности элементов, усиленных совместно стальной обоймой и инъектированием, производится по формуле определения несущей способности кладки, усиленной металлической обоймой. При этом коэффициент условия работы кладки m_k принимается с учетом увеличения прочности кладки за счет инъектирования.

4.6. Устройство проемов в несущих стенах

В процессе проектирования реконструкции зданий в связи со сменой его функционального назначения или планировочного решения нередко возникает необходимость устройства проемов в несущих кирпичных стенах существующего здания.

Проемы устраиваются согласно техническому решению (рис. 4.14). В первую очередь выполняется стальная рама из прокатного металла (швеллеры, двутавры), далее в намеченных участках выполняются штрабы и подводится стальная рама, которая должна быть включена в работу с оставляемой кирпичной стеной. Включение в работу осуществляется максимально возможной разгрузкой несущей стены (рис. 4.14, поз.11). После установки рамы выполняются проем в несущей стене и оштукатуривание поверхности по сетке.

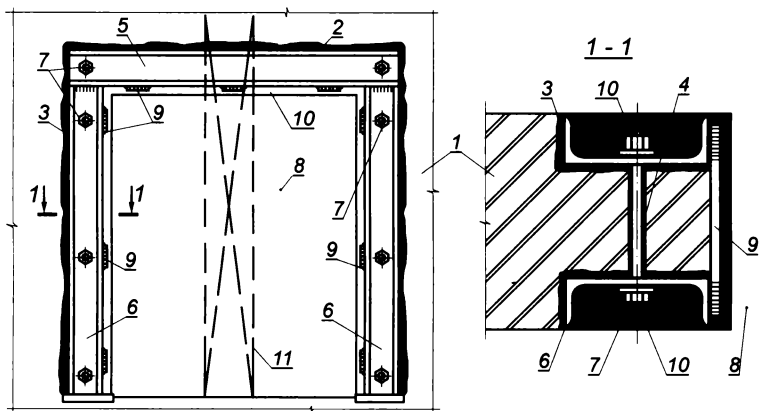


Рис. 4.14. Устройство проемов в несущих стенах с подведением рам из швеллеров:

1 – несущая стена; 2 – горизонтальная штраба в стене для установки перемычек из швеллера; 3 – вертикальная штраба для установки стоек рам из швеллера; 4 – отверстия в стене для установки стяжных болтов; 5 – перемычки из швеллера; 6 – стойки рамы из швеллера с опорными базами; 7 – стяжные болты; 8 – проем в стене, устраиваемый после подведения рамы; 9 – соединительные планки на сварке; 10 – штукатурка по сетке; 11 – временные разгружающие стойки под перекрытие над устраиваемым проемом

4.7. Надстройка зданий при реконструкции

Надстройка зданий как метод реконструкции является эффективным, поскольку можно увеличить полезную площадь здания без расширения площади застройки сравнительно меньшими затратами, чем строительство отдельно стоящего здания с соответствующим объемом.

Путем надстройки некоторых зданий или их частей этажность может быть выровнена или, наоборот, подчеркнут один из объемов, например угол дома. Если надстройке сопутствует заполнение разрывов между зданиями, то застройка приобретает законченный вид.

Существуют три типа использования высоты здания. Первый – это устройство *мансард*. Второй – собственно *надстройка*. Третий – размещение на крыше открытого пространства (террасы), позволяющего создавать места для отдыха и досуга на свежем воздухе.

Мансарды устраивают в здании, верхний этаж которого является техническим или если имеется чердачное помещение. Тогда его высоту используют как часть высоты новых помещений. Устройство мансард увеличивает общую площадь здания на 15...20%. При устройстве мансард, которое выполняется из легких материалов, не требуется усиление несущих стен и фундаментов здания. Площадь мансард можно использовать как отдельные квартиры, так и в качестве спальной зоны, когда последний этаж дома превращается в нижний этаж двухъярусной квартиры. На *рис. 4.15* представлен один из возможных вариантов устройства мансарды с двусторонней ориентацией. Несущие конструкции в этом варианте – поперечные стальные двухпролетные рамы коробчатого поперечного сечения (поз. 6) или выполняемые из клееной древесины, устанавливаемые с шагом 2,6...3,2 м. Стойки рам опираются на несущие кирпичные стены через монолитный железобетонный пояс (поз. 5), в который заанкерена затяжка (поз. 11). Покрытие мансард выполняется из металлочерепицы или профнастила. Над мансардным этажом выполняется холодный чердак с покрытием по наслонным или висячим деревянным стропилам.

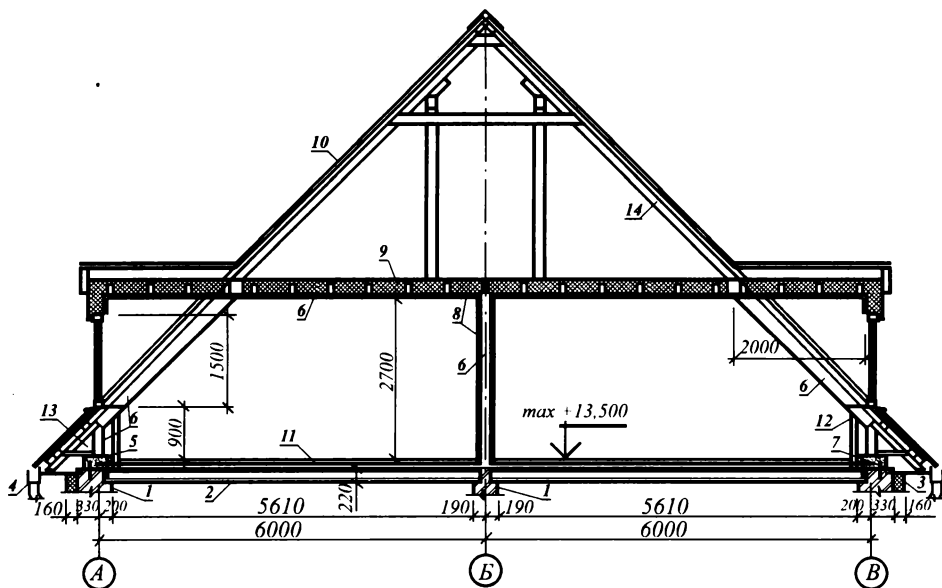


Рис. 4.15. Устройство мансардного этажа:

1 – существующие несущие стены; 2 – существующее железобетонное чердачное перекрытие; 3 – утепление стен; 4 – водоотводная труба; 5 – железобетонный пояс жесткости по периметру несущих стен; 6 – стальные (из клееной древесины) двухпролетные поперечные рамы; 7 – анкера в стены и перекрытие; 8 – внутренняя облицовка из гипсокартонных листов; 9 – утеплитель; 10 – покрытие из металлочерепицы или профнастила; 11 – затяжка; 12 – внутренняя облицовка на оцинкованном каркасе; 13 – утеплитель; 14 – стропильная нога

Кроме приведенного решения для устройства мансардного этажа можно использовать предложенный в Алтайском ГТУ им. И.И. Ползунова УКФ-элемент (унифицированный клефанерный) по патенту РФ на изобретение (№ 1728424). Элемент представляет собой гнутую клефанерную полураму («клюшку») весом 120...250 кг в зависимости от пролета, максимальная величина пролета – 36 м. Поперечные рамы, состоящие из двух полурам, устанавливаются с шагом 3...4,5 м вдоль здания. Покрытие может выполняться из металлочерепицы или профнастила по прогонам с утеплителем, размещаемым в пределах высоты сечения рам. В этом варианте можно использовать весь объем пространства, принимая требуемую высоту стойки рамы. Применение легких и сборных элементов обеспечивает и быстрый монтаж. За две смены работы монтируется каркас на площади 400...500 кв. м.

Надстройка – это повышение этажности здания или его частей. Надстройка позволяет интенсифицировать использование городских земель за счет повышения плотности застройки. Если между зданиями есть разрывы, то их можно застроить, объединяя в единый комплекс вставками. Путем надстройки некоторых зданий или их частей этажность может быть выровнена, особенно это эффективно, когда перекрытия в смежных зданиях расположены в одном уровне.

Существуют два типа конструктивных схем надстроек (рис. 4.16). К первому типу относят реконструкцию с восприятием нагрузки от надстраиваемых этажей на старое здание, ко второму – с передачей массы этих этажей на самостоятельные фундаменты.

Надстройка зданий с передачей нагрузки на существующие несущие конструкции (стены, фундаменты) может осуществляться без изменения и с изменением

конструктивно-планировочного решения существующего здания. В первом случае используются определенные резервы несущей способности стен и фундаментов, а при необходимости проводится усиление этих конструкций. Во втором случае имеется возможность освободить от дополнительной нагрузки наиболее нагруженные части здания и загрузить другие, менее нагруженные. Перегруженные конструкции усиливают.

Кроме усиления несущих конструкций существующего здания, необходимость которого определяется расчетом, устраивают разгрузочные пояса жесткости (см. рис. 4.16, поз. 3; рис. 4.17). Их выполняют по всему периметру стен на уровне стыка старой и новой кладки. В пояс заанкеривают балки перекрытий и таким образом создают жесткую диафрагму. За счет этого нагрузку от вышележащих этажей равномерно передают на существующую кладку. Пояс жесткости гасит деформации, препятствует появлению трещин и их распространению от старой кладки к новой и наоборот.

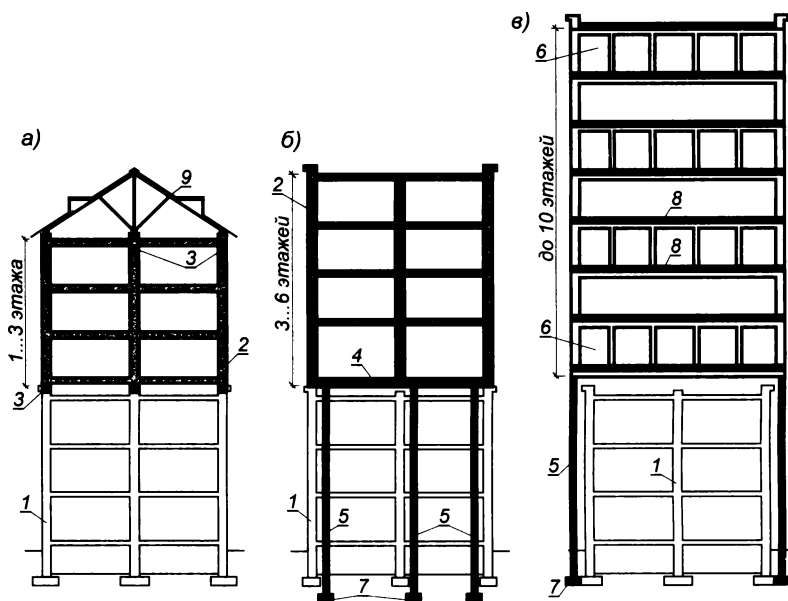


Рис. 4.16. Конструктивные схемы надстройки зданий при их реконструкции:

а – с передачей нагрузки на существующие несущие конструкции; **б** – опирание на самостоятельные конструкции внутри здания; **в** – опирание на самостоятельные конструкции снаружи здания; **1** – существующее надстраиваемое здание; **2** – надстройка; **3** – пояса жесткости; **4** – платформа основания надстройки (железобетонная ребристая плита); **5** – колонны каркаса, несущие только надстройку; **6** – безраскосные фермы (балки-стенки) надстройки; **7** – фундаменты надстройки; **8** – перекрытия надстройки; **9** – скатная крыша надстройки

Устраивают два вида поясов: нежесткие и жесткие (рис. 4.17). Нежесткие применяют, когда количество надстраиваемых этажей не превышает половины существующих, при достаточно прочном основании и удовлетворительном состоянии стен. Нежесткие пояса делают армиокирпичными и железобетонными (рис. 4.17, а). Продольное армирование составляет ориентировочно 1% площади сечения пояса.

Жесткие пояса (рис. 4.17, б) устраивают при плохом состоянии стен, слабых основаниях под фундаментами и при большом количестве надстраиваемых этажей.

Пояса выполняют из железобетона с гибкой или жесткой арматурой в виде прокатной стали различного профиля (швеллер, двутавр).

В надстройках применяют облегченные конструкции стен. Применяют также каркасную схему из железобетона или стали с заполнением. Чердачное перекрытие старого здания меняет свое назначение, и при надстройке его превращают в междуэтажное. Реконструкция чердачного перекрытия заключается в усилении существующих элементов перекрытия или устройстве дополнительного перекрытия, которое воспринимает нагрузки от надстраиваемого этажа.

Конструктивные решения с передачей нагрузки на самостоятельные конструкции более сложные, чем первый вариант, но более рациональны, когда здание, не выдерживающее дополнительную нагрузку, остается как бы внутри, а надстройка представляет собой самостоятельное сооружение, возведенное на колоннах (см. рис. 4.16, б, в).

Существуют две схемы надстроек с передачей нагрузок на самостоятельные конструкции. По одной схеме (см. рис. 4.16, б) над надстраиваемым зданием располагают горизонтальную диск-платформу, выполняемую в виде железобетонной ребристой плиты. Эту конструкцию опирают на систему колонн, не связанных с существующими вертикальными конструкциями старого здания.

По другой схеме (см. рис. 4.16, в) колонны устанавливают по периметру надстраиваемого здания и опирают на самостоятельные фундаменты. По оголовку колонн выполняют обвязку опор наружных стен. Между ними устанавливают балки-стенки, совмещенные с перегородками. Они являются развитыми по высоте тонкостенными горизонтальными элементами рамы, воспринимающими не только вертикальную, но и горизонтальную нагрузки. Балки-стенки делают высотой в один или два этажа. В них прорезаются необходимые дверные проемы.

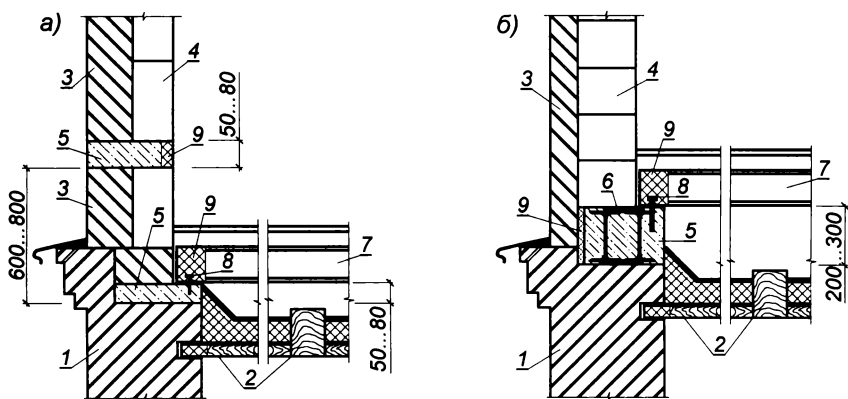


Рис. 4.17. Узел примыкания надстройки к верху стен старого здания:

а – с устройством поясов малой жесткости; **б** – то же, большей жесткости; 1 – старая кладка; 2 – существующее чердачное перекрытие; 3 – новая кладка надстройки или облицовка; 4 – блоки из эффективного материала (с низким удельным весом и коэффициентом теплопроводности) для кладки новых стен; 5 – железобетонный пояс жесткости по периметру наружных и внутренних несущих стен (объединенный арматурой в местах пересечения стен); 6 – стальные двутавровые балки, объединенные полосовой сталью; 7 – новое перекрытие, устраиваемое по чердачному перекрытию; 8 – анкер крепления нового перекрытия к железобетонным поясам; 9 – утеплитель

5. УСИЛЕНИЕ, ВОССТАНОВЛЕНИЕ И РЕМОНТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Основные причины, приводящие к необходимости усиления и ремонта железобетонных конструкций

К необходимости усиления железобетонных конструкций приводят в основном две причины:

1. Реконструкция здания и сооружения.
2. Восстановление несущей способности конструкции.

При проведении *реконструкции* здания могут потребоваться:

- перестройка самого здания с изменением планировочного решения помещений и увеличением свободного пространства, увеличением высоты этажа или всего здания, а также с возможной надстройкой здания;
- изменение технологии производства с одновременным увеличением нагрузок от нового оборудования и изменением их расположения;
- изменение условий эксплуатации конструкций.

Необходимость *восстановления несущей способности* конструкций возникает вследствие:

- ошибок, допущенных при проектировании, которые могут возникать из-за несоответствия расчетной схемы работе существующего здания, из-за недостаточного армирования рабочей арматуры, в неправильном ее расположении, применения новых конструкций и конструктивных решений, не полностью исследованных;
- ошибок при выполнении конструкций: используется бетон более низкого класса; не обеспечивается надежное сцепление арматуры с бетоном; неверное стыкование арматуры и несоблюдение ее проектного положения; недостаточное уплотнение бетона с возникновением раковин и полостей; малая длина опирания сборных конструкций; повреждения при монтаже;
- химической агрессии и естественного износа конструкции, в результате происходит коррозия арматуры, а иногда и бетона, сопровождающаяся увеличением объемов продуктов коррозии, вследствие чего разрушается защитный слой бетона и уменьшается площадь сечения арматуры;
- неравномерных осадок основания, вызывающих перенапряжение отдельных элементов или сечений;
- повреждения конструкции при нарушении режима эксплуатации, приводящего к перегрузке конструкций, механическим повреждениям;
- повреждений в результате аварий, пожаров и стихийных бедствий, когда возможно частичное или полное разрушение конструкций, а также снижение прочностных характеристик материалов.

Необходимость в усилении конструкций выясняется после проведения детального технического обследования согласно [17], а в некоторых случаях и испытания конструкций, проведения поверочных расчетов согласно требованиям [14, 49...51] с учетом выявленных дефектов и повреждений и разделения конструкций на четыре основные группы (*табл. 5.1*) по степени повреждения и отнесения их к одной из пяти

категорий – *исправное, работоспособное, ограниченно работоспособное, неработоспособное (недопустимое) или аварийное.*

После проведенной реконструкции здания несущие конструкции должны удовлетворять современным требованиям в отношении прочности, жесткости, устойчивости и другим специальным требованиям, т.е. после усиления перейти как минимум в *работоспособное состояние.*

Таблица 5.1

**Мероприятия по восстановлению железобетонных конструкций
в зависимости от степени их повреждения**

Степень повреждения	Характеристика повреждений	Мероприятия по восстановлению
Слабая (работоспособное)	Не снижающие несущую способность: небольшие сколы в пределах толщины защитного слоя бетона; трещины в растянутой зоне шириной раскрытия до 0,5 мм в непреднапряженных и до 0,2 мм в преднапряженных элементах без повреждения арматуры	Ремонт с затиркой и штукатуркой сколов цементным раствором с использованием полимерных материалов
Средняя (ограниченно работоспособное)	Снижающие несущую способность конструкций: сколы, достигающие 30% всего сечения элемента; разрыв до 30% рабочей арматуры; трещины раскрытием до 0,5 мм в преднапряженных растянутых и изгибаемых элементах; сквозные трещины с раскрытием до 1 мм, с прогибами до 1/50 пролета	Ремонт с частичной разборкой бетона, исправлением поврежденной арматуры, инъецированием трещин, увеличением сечений или усилением элементов конструкций
Сильная (неработоспособное)	Значительно снижающие несущую способность: разрушения свыше 30% всего сечения элемента; разрыв от 30 до 50% рабочей арматуры; разрушение в зоне анкеровки арматуры; прогибы свыше 1/50 пролета с раскрытием трещин в растянутой зоне более 1 мм	Ремонт с увеличением сечений элементов, возведением дополнительных опор, распорок, усилением арматуры, а также заменой элементов или конструкций
Полная (аварийное)	Свидетельствующие о критическом состоянии конструкции: разрушения свыше 50% сечения сжатой зоны бетона; разрыв свыше 50% сечения рабочей арматуры	Восстановление нецелесообразно

5.2. Классификация способов усиления железобетонных конструкций

Применяемые способы усиления железобетонных конструкций можно разделить на две группы (рис. 5.1):

РАЗГРУЖЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ, т.е. мероприятия, направленные на полную или частичную передачу нагрузки на усиливающие конструкции и выключающие из работы часть существующих элементов здания. Разгружающие конструкции представляют собой систему балок, в основном металлических, воспринимающих новую увеличенную нагрузку и передающую ее через свои опоры тем существующим несущим элементам, которые могут воспринять увеличенную нагрузку.

Этот способ реконструкции прост, но не всегда рационален, так как существующие конструкции практически не используются, фактически новые конструкции уменьшают полезную площадь помещений и их габариты.

СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ



Рис. 5.1. Классификация основных способов усиления железобетонных конструкций

УВЕЛИЧЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ существующей конструкции проводится по двум основным направлениям:

- ♦ усиление без изменения первоначальной конструктивной схемы элемента при помощи **увеличения сечения** усиливаемого элемента, что достигается устройством:
 - накладка, односторонних или двусторонних наращиваний железобетоном, металлом или углепластиком;
 - железобетонных рубашек или обойм.

Одновременно может осуществляться добавление продольной и поперечной арматуры;

- ♦ усиление железобетонных конструкций с **изменением первоначальной конструктивной схемы** элемента может касаться самой расчетной схемы конструкции или ее напряженно-деформированного состояния и достигается это при помощи:
 - создания неразрезности на опорах;
 - введения дополнительных жестких или упругих опор;
 - напряженных металлических распорок;
 - предварительно напряженных горизонтальных или шпренгельных тяжей;
 - предварительно напряженных шарнирно-стержневых цепей;
 - металлических кронштейнов и выносных опор.

Данные мероприятия изменяют первоначальную конструктивную схему таким образом, что повышается несущая способность конструктивных элементов здания или здания в целом.

5.3. Основные принципы проектирования усиления железобетонных конструкций

I. При выборе способа усиления следует учитывать факторы, определяющие возможность применения того или иного способа усиления в данных условиях с учетом:

- агрессивности среды эксплуатации конструкций. Материал усиления и метод защиты от коррозии должны соответствовать требованиям [5, 14, 18];
- пожароопасности зданий, в которых необходимо выполнить огнезащиту металлических конструкций усиления (см. п. 3.9 и прил. 18);
- возможности выполнения усиления без остановки основного производства или с его остановкой;
- недопустимости запыленности и проведения сварочных работ во взрывоопасных помещениях;
- уменьшения габаритов помещений в результате усиления.

II. Выявлять резервы снижения материалоемкости и трудозатрат при усилении, учитывая:

- реальные прочностные характеристики бетона и стали при выполнении поверочных расчетов, применяя их без ущерба для эксплуатационной надежности отдельных конструкций и сооружения в целом;
- возможность использования существующих конструкций в новых условиях эксплуатации;
- более рациональное размещение технологических нагрузок;
- обоснованные сочетания различных временных нагрузок;
- снижение эффектов динамических воздействий за счет эффективной виброизоляции и т.п.

III. При усилении следует отдавать предпочтение индустриальным способам:

- которые не требуют разгрузки конструкций;

- методам, связанным с изменением статической схемы конструкций;
- использованию предварительного напряжения;
- использованию высокопрочных сталей, полимер- и фибробетона, напрягающих цементов, углепластиков и других эффективных материалов.

IV. При выборе вариантов усиления следует отдавать предпочтение решениям с четкой расчетной схемой, обеспечивающей *совместную работу* усиливаемой конструкции с элементами усиления.

V. Предусматривать в проекте усиления мероприятия, обеспечивающие *включение* элементов усиления в работу для восприятия необходимой величины дополнительной нагрузки: предварительной разгрузкой усиливаемой конструкции, созданием предварительного напряжения в элементах усиления.

VI. 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, сверхдопустимое отклонение колонн по вертикали, наличие трещин, отколов и каверн в бетоне и т.п.

VII. Для выполнения усиления рекомендуется использовать следующие материалы:

Арматура

- для элементов усиления без предварительного напряжения рекомендуется применять рабочую арматуру классов *A240(A-I)*, *A300(A-II)*, *A400(A-III)*, *A500C*;
- для предварительно напряженных конструкций усиления (шпренгелей, затяжек) – *A600(A-IV)*, *A800(A-V)*, *A1000(A-VI)*, арматурные канаты классов *K1400*, *K1500 (K-7, K-19)* и др. В конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных условиях, рекомендуется применять специальные стали, *неметаллическую арматуру или углепластики*.

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 при больших пролетах стыкуется при помощи механических соединений (опрессованных и резьбовых муфт). Конструкции усиления из канатов или пучков высокопрочной проволоки, расположенных открыто или в пазах, следует применять только в неагрессивных и слабоагрессивных средах.

Бетон

Бетон усиления должен приниматься на один класс выше, чем условный класс прочности бетона усиливаемого элемента, но не ниже В15. Кроме того, при агрессивных условиях эксплуатации класс бетона должен отвечать требуемой плотности и стойкости, соответствующим требованиям эксплуатационной среды.

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). Песок рекомендуется применять с модулем крупности не ниже 2,2...2,5. 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 принимается не более 10 мм. В густоармированных элементах усиления крупность заполнителя не должна превышать 3/4 расстояния в свету между арматур-

ными стержнями. Допускается также применение мелкозернистого и цементно-песчаного бетона прочностью не ниже проектной. При толщине усиления до 120 мм осадка конуса принимается 6...8 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.

Для восстановления защитного слоя и обетонирования при усилении рекомендуется применять бетоны со специальными добавками (п. 5.12 и прил. 18), повышающие пластичность и водонепроницаемость бетона.

5.4. Основные положения расчета усиления железобетонных конструкций

Усиливаемые конструкции следует рассчитывать на предельные состояния первой группы (по прочности). Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы (трещиностойкость, раскрытие трещин, жесткость, деформации) следует производить лишь в особо сложных случаях: при усилении резервуаров; конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде; элементов, несущих динамические нагрузки.

Расчет усиления железобетонных конструкций при изменении их начальной статической схемы производится с учетом действительного напряженного состояния.

Усилия, действующие в элементах статически неопределимых конструкций, рекомендуется определять методами предельного равновесия. Допускается определять усилия из предположения упругой работы железобетона.

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.

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

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 определяются приведением всего расчетного сечения к бетону одного класса.

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 к расчетным сопротивлениям бетона и арматуры вводятся коэффициенты условий работы $\gamma_{brl} = \gamma_{srl} = 0,9$ [14, п. 6.28].

При расчете конструкций усиления на основании данных обследования для *предварительно напряженных элементов* рекомендуется вводить коэффициент условий работы γ_{sp} , учитывающий снижение степени предварительного напряжения:

для горизонтальных затяжек и распорок усиления колонн $\gamma_{sp} = 0,85$;

для шпренгелей $\gamma_{sp} = 0,80$;

для хомутов и наклонных тяжей $\gamma_{sp} = 0,75$.

При расчетах следует учитывать степень *податливости узлов сопряжения* конструкций усиления с элементами усиливаемых железобетонных конструкций в зависимости от материала сопряжения:

металлический упор на бетон без раствора – $2 \dots 5$ мм/узел;

с раствором – $2 \dots 4$ мм/узел;

сочленение металла с металлом через болты – 1 мм/узел.

Эти деформации не учтены коэффициентами условий работы, приведенными выше. Их следует учитывать в зависимости от местных условий в каждом конкретном случае.

В *изгибаемых* конструкциях выбор схемы усиления зависит от характеристики сечения $\xi = x/h_0$. Если для усиливаемой конструкции $\xi > \xi_R$, то усилению подлежит в первую очередь сжатая зона, при этом после усиления в сечении должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R \gamma_{sp} \gamma_{br1}$.

В зависимости от этого выбирается тип усиления, удовлетворяющий указанному условию (железобетонная рубашка, наращивание сечения со стороны растянутой или сжатой зоны, шпренгель с усилением сжатой зоны или без него, усиление растянутой зоны подваркой стержней, усиление сжатой зоны швеллерами и т.п., а также их сочетание).

5.5. Конструктивные схемы усиления железобетонных конструкций

Разгружающие конструкции (рис. 5.2) представляют собой отдельные стойки (поз. 2), балки (поз. 12), плиты, фермы, рамы (поз. 6), подкосы (поз. 7), подведенные под усиливаемую конструкцию (поз. 1) или устанавливаемые сверху и работающие с ней совместно. Они принимают на себя всю или часть нагрузки, приходящейся на усиливаемый элемент, и передают ее на недогруженные элементы сооружения или на собственные опоры и фундаменты. Разгружающие балки могут опираться на существующие колонны (поз. 11, 14), для чего в них устраивают специальные металлические или железобетонные опорные консоли (поз. 13).

Конструкции усиления, не замоналичиваемые и являющиеся для усиливаемой конструкции разгружающими системами, следует рассматривать как самостоятельные конструкции или составные конструктивные системы, частью которых является усиливаемый конструктивный элемент. Для обеспечения совместной работы разгружающих систем и усиливаемой конструкции между ними должны быть предусмотрены предварительно напряженные связи (рис. 5.2, г,е; поз. 8, 17), а также распорки, клинья (поз. 4), подчеканки или другие устройства, которые должны передавать нагрузку на конструкции усиления. При этом конструкция усиления должна воспринимать не менее 30% усилия, действующего в усиливаемой конструкции.

При усилении по рис. 5.2, а усиливаемая изгибаемая конструкция из однопролетной становится двухпролетной, неразрезной с максимальным изгибающим моментом M_{max} над дополнительной опорой, который в четыре раза меньше момента до усиления. В этом случае необходимо рассчитать усиливаемую конструкцию на восприятие ею опорного момента, т.е. над дополнительной опорой верхняя часть сечения будет растянута, и в случае необходимости надо увеличить количество арматуры в этой зоне. Если такое решение осуществить невозможно, принимается, что над дополнительной опорой образуется шарнир, и усиливаемая конструкция рассчитывается как состоящая из двух частей с шарнирным опиранием на опоры. Конструктивное решение разгружающих стоек можно принять по [47].

Усиление изгибаемых конструкций подведением разгружающих порталных рам (рис. 5.2, в), подкосов (рис. 5.2, г) осуществляется, если можно использовать свободное пространство под конструкциями усиления. При усилении способами, приведенными на рис. 5.2, г, е уменьшается расчетный пролет усиливаемой конструкции и, следовательно, снижаются расчетные изгибающие моменты. Разгружающие кронштейны (рис. 5.2, е) представляют собой треугольные фермы, устанавливаемые на средних опорах сборных конструкций, уменьшающие их пролет и воспринимающие часть поперечной нагрузки.

При усилении способом подведения порталных рам из металла (рис. 5.2, в) изменяется расчетная схема и усиливаемая конструкция после усиления работает на действие дополнительной нагрузки как трехпролетная неразрезная балка.

Элементы разгрузки (рис. 5.2, а...г, е) – дополнительные опоры (поз. 2), подкосы (поз. 7), стойки рам (поз. 6), опорная стойка кронштейна (поз. 16) – работают как сжатые элементы, а кронштейн (поз. 15) и затяжка (поз. 8) – как растянутые элементы.

При частичном разгрузении с помощью конструкций, которые соприкасаются с усиливаемой конструкцией по всей длине или устанавливаются рядом (рис. 5.2, д), усилия в изгибаемых элементах распределяются пропорционально жесткостям

$$M_1/D_1 = M_2/D_2, \quad (5.1)$$

где D_1 и D_2 – соответственно жесткости усиливаемой конструкции и элементов усиления;

M_1 и M_2 – соответственно моменты, воспринимаемые существующей конструкцией и элементами усиления.

При этом пропорционально жесткостям распределяется только та часть нагрузки, которая была приложена после усиления, т.е. $M_1 + M_2$. Распределение по жесткостям осуществляется для таких конструкций, где разгружающая конструкция соприкасается с усиливаемой по всей длине или в отдельных точках при их количестве не менее восьми. Разгружающая конструкция должна воспринять дополнительную нагрузку, равную разнице между полной q_{max} и предельной q_{ult} нагрузкой для усиливаемой конструкции, которая принимается по предельному моменту M_{ult} , определяемому согласно [14, 50, 51] с учетом дефектов и повреждений.

При этом максимальный прогиб разгружающей конструкции должен быть равен прогибу усиливаемой конструкции. Отсюда можно определить требуемую жесткость разгружающей конструкции через зависимости между прогибом, нагрузкой и жесткостью. Перед выполнением усиления методом разгрузки усиливаемой конструкции необходимо как можно больше разгрузить усиливаемую конструкцию, чтобы действующий момент во время усиления M был меньше предельного момента M_{ult} .

В качестве примера рассмотрим железобетонную балку с жесткостью D_1 , необходимость усиления которой выявлена в результате обследования. Принимаем способ усиления подведением разгружающей конструкции по способу (см. рис. 5.2, д), т.е. сопряжение разгружающей конструкции с железобетонной балкой осуществляется не менее чем в восьми точках в пролете. На балку действует нагрузка, от которой возникает изгибающий момент M_d . Предельный изгибающий момент, который может воспринять балка, равен M_{ub} , на 20% меньше M_d , и определен по результатам обследования конструкций и поверочных расчетов по [14, 49...51]. После реконструкции нагрузка увеличится на 40%, значение момента будет $M_{max} = 1,4 M_d$. Разгрузить усиливаемую балку на время проведения работ по ее усилению возможно на 60%, т.е. до 40% от M_{ult} . Тогда изгибающий момент, который должны воспринять элементы усиления, равен $M_2 = M_{max} - M_{ult}$, а изгибающий момент, который должна воспринять усиливаемая балка после усиления, равен $M_1 = M_{ult} - 0,4 M_{ult} = 0,6 M_{ult}$.

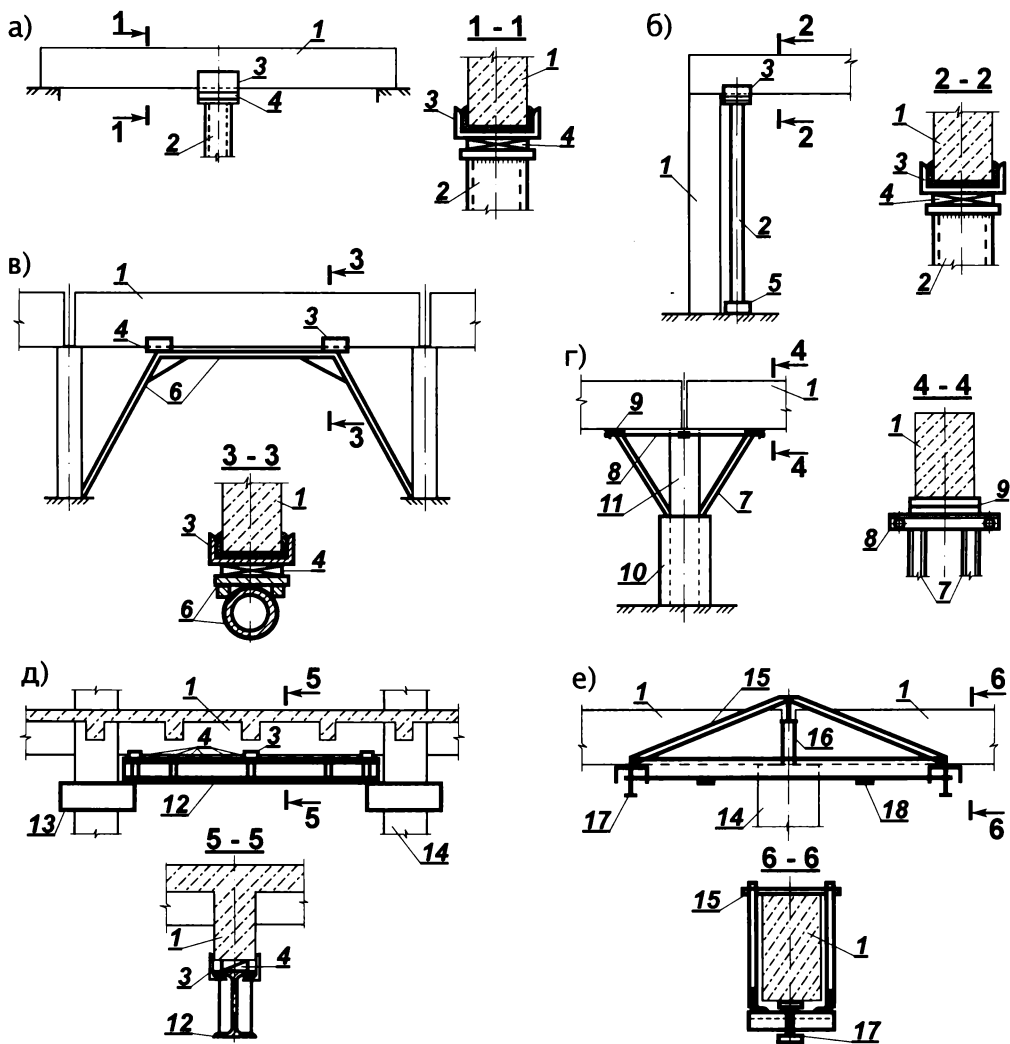


Рис. 5.2. Схемы усиления подведением разгружающих конструкций:

а, б – подведение разгружающих стоек; **в** – подведение разгружающих порталных рам; **г** – подведение разгружающих подкосов; **д** – подведение разгружающих балок, передающих нагрузку на дополнительно устраиваемые консоли колонн; **е** – разгружающие кронштейны; **1** – усиливаемая конструкция; **2** – разгружающая стойка из прокатной стали (труба, двутавр); **3** – опорный элемент из швеллера, уголка; **4** – стальные клинья для включения конструкции усиления в работу; **5** – нижняя опора стойки (база стойки); **6** – дополнительные опоры в виде порталной рамы из прокатного металла; **7** – стальные подкосы; **8** – затяжка с натяжной муфтой; **9** – металлические прокладки на графитовой смазке; **10** – обойма, устраиваемая на существующей колонне (металлическая или железобетонная); **11, 14** – существующая колонна; **12** – разгружающая стальная балка; **13** – опорные консоли на колоннах в виде железобетонных или металлических обоев; **15** – разгружающий кронштейн из стали; **16** – опора кронштейна; **17** – опорное устройство с натяжным болтом; **18** – поперечные связи

Требуемую жесткость разгружающих балок определяем по формуле (5.1):

$$0,6 M_{ult}/D_1 = (M_{max} - M_{ult})/D_2,$$

откуда жесткость элементов усиления равна

$$D_2 = D_1(M_{max} - M_{ult})/0,6 M_{ult} = D_1(1,412 M_{ult} - M_{ult})/0,6 M_{ult} = 1,13 D_1,$$

т.е. жесткость элементов усиления должна быть на 13% больше жесткости усиливаемой балки. По полученной жесткости можно по сортаменту подобрать стальные балки из двутавров или швеллеров.

Рассмотрим еще один пример усиления однопролетного, шарнирно опертого изгибаемого железобетонного элемента с пролетом l , нагруженного равномерно распределенной нагрузкой q . Изгибающий момент M_q для данной расчетной схемы равен $M_q = q l^2/8$. Предельный изгибающий момент, который может воспринять усиливаемый изгибаемый элемент, определен по [14, 49...51] с учетом выявленных в результате обследования конструкции повреждений и дефектов и равен M_{ult} . Расчетный изгибающий момент от нагрузки q на 10% больше M_{ult} , т.е. $M_{ult} = 0,9 M_q$. После реконструкции нагрузки увеличатся на 45% от q , максимальный расчетный изгибающий момент, который будет действовать после реконструкции, $- M_{max} = 1,45 M_q$.

Усиление в данном случае проектируем подведением дополнительной упругой опоры в середине пролета. Подведение осуществляется стальной или железобетонной балкой снизу по способу (см. рис. 5.2, д) либо двух стальных балок сбоку усиливаемой конструкции (см. рис. 5.16). Контакт между усиливаемой конструкцией и элементами усиления принимаем в обоих случаях в одной точке – в середине пролета.

Расчет изгибаемых элементов, усиленных подведенной упругой опорой, производится совместным расчетом усиливаемой и разгружающей конструкций путем приравнивания прогибов в местах их соединения. Жесткость усиливаемого элемента D_1 с известными: геометрией, армированием и характеристиками материалов можно определить по [14, п. 4.27]. Коэффициент ψ_s принимается равным 1,0, так как усиливаемый элемент имеет трещины, часть арматуры в середине пролета повреждена коррозией и не имеет сцепления с бетоном

$$D_1 = \frac{h_o \cdot z}{\left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{0,9}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_o \cdot E_b \cdot \nu} \right]}. \quad (5.2)$$

Жесткость изгибаемого железобетонного элемента также можно определить по [50, п. 7.3.13; 51, п. 4.3.3.5] для сечений с трещинами в растянутой зоне, принимая $\psi_s = 1,0$.

Прогиб усиливаемого изгибаемого элемента с жесткостью D_1 после усиления составит

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot D_1} - \frac{R_y \cdot l^3}{48 \cdot D_1} = \frac{3,55 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot D_1}, \quad (5.3)$$

где q_s – нагрузка, которая будет приложена после подведения балок разгружения.

Для того чтобы наиболее эффективно использовать элементы усиления, необходимо перед проведением работ по усилению максимально разгрузить усиливаемую конструкцию. Снять, например, временную нагрузку и часть постоянной. В данном примере имеется возможность разгрузить усиливаемую конструкцию на 70% от q . Следовательно, величина $q_s = 0,7q + 0,45q = 1,15q$.

Так как усиливаемая конструкция и разгружающая балка связаны между собой и работают совместно, то их прогибы равны. Незвестную реакцию этой связи R_y , т.е. усилие взаимодействия между усиливаемым элементом и разгружающей балкой, опреде-

ляем по схеме однопролетной балки, загруженной сосредоточенной силой в середине пролета

$$R_y = 4 \cdot M_{\text{дон.}} / l = 4 \cdot 0,55 \cdot M_q / l, \quad (5.4)$$

где $M_{\text{дон.}} = M_{\text{max}} - M_{\text{ult}} = 1,45 M_q - 0,9 M_q = 0,55 M_q$ – величина, на которую необходимо уменьшить изгибающий момент в середине пролета усиленной конструкции.

Прогиб разгружающей балки жесткостью D_2 , загруженной сосредоточенной силой (реакцией связи R_y) в середине пролета, составит

$$f = \frac{R_y \cdot l^3}{48 \cdot D_2}. \quad (5.5)$$

Из формулы (5.4) можно определить требуемую жесткость разгружающей балки D_2

$$D_2 = \frac{R_y \cdot l^3}{48 \cdot f} = \frac{4 \cdot 0,55 \cdot q \cdot l^2 \cdot l^3 \cdot 384 \cdot D_1}{8 \cdot l \cdot 48 \cdot 3,55 \cdot q \cdot l^4} = 0,62 \cdot D_1. \quad (5.6)$$

Если разгружающая балка металлическая, $D_2 = EI_{\text{тр.}}$, можно определить требуемый момент инерции балки и далее по сортаменту подобрать соответствующий профиль.

Если разгружающая балка железобетонная, последовательными приближениями по формулам норм [14, 50, 51] можно подобрать сечение и армирование балки, так чтобы ее жесткость была не менее D_2 .

В приложении 6 приведены три примера конструирования и расчета железобетонной ребристой плиты покрытия, усиленной разгружающими конструкциями.

Увеличение несущей способности увеличением сечений без изменения конструктивной схемы

Широко применяются способы усиления железобетонных элементов путем увеличения их поперечного сечения (рис. 5.3). Такое усиление возможно при наличии надежной связи нового бетона или элементов наращивания (стальных листов, углепластиковых холстов, ламелей) со старым бетоном по поверхности их соприкосновения.

Связь нового и старого бетонов обеспечивается соблюдением следующих требований: укладка свежего бетона производится на чистую, шероховатую, влажную поверхность старого с обязательным тщательным вибрированием, а в случае применения суперпластифицирующих добавок – без вибрирования. В некоторых случаях, когда обеспечить требуемые условия сцепления нет возможности из-за качества старого бетона, необходимо снятие поврежденного слоя старого бетона и обеспечение восприятия сдвигающих сил по контактной поверхности приваренными арматурными коротышами или железобетонными шпонками.

Увеличение поперечного сечения железобетонных элементов осуществляется односторонним или двусторонним наращиванием, устройством обойм, рубашек.

Железобетонные обоймы и рубашки, а также одностороннее или двустороннее наращивание применяются как для **центрально-сжатых**, так и для **внецентренно сжатых и изгибаемых** элементов.

При усилении наращиванием дополнительной ненапрягаемой арматурой, обоймами и рубашками следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемой конструкции. При усилении конструкций под нагрузкой рекомендуется в основном применять *предварительно напряженные* элементы усиления.

Наращивание сечений в растянутой (рис. 5.3, а) или сжатой (рис. 5.3, б) зонах – когда дополнительная продольная арматура (поз. 3) приваривается к обнаженной продольной арматуре усиливаемого элемента через коротыши (поз. 4) – планки или наклонные стержни – «утки» (с одной или с двух сторон). Приварка к не заведенным на опору арматурным стержням не допускается. Диаметр коротышей принимается равным 10...40 мм, длина 50...200 мм, шаг коротышей – 200...1000 мм для растянутых стержней и не более 20 диаметров продольной арматуры для сжатых. Дополнительная арматура применяется до класса *A-500* включительно. После объединения арматурных стержней производится обетонирование усиленной конструкции снизу или сверху.

Наращивание сечения можно проводить установкой внешней листовой арматуры на полимеррастворе (рис. 5.3, в). В этом способе необходимо предварительно подготовить нижнюю поверхность конструкции, просверлить гнезда под анкерные связи (поз. 7) и закрепить связями на полимеррастворе стальной лист (поз. 6). После этого выполнить антикоррозионное покрытие стали.

Кроме стальных элементов для усиления железобетонных изгибаемых конструкций способом наращивания рекомендуется применять наклейку на растянутую зону углепластиковых холстов или ламелей (полос) (рис. 5.3, г). Основные преимущества данного способа заключаются в следующем: очень высокая прочность на растяжение холстов и ламелей; высокий модуль упругости и усталостная прочность; устойчивость к воздействию щелочей и отсутствие коррозии, очень малая толщина (1...2 мм), плотность материала в пять раз ниже плотности стали. Перед наклеиванием необходимо подготовить поверхность, на которую производится наклейка. Поверхность подвергается пескоструйной обработке или шлифованию для удаления загрязнений, масляных пятен, цементного молочка и слабых фрагментов основания. Поверхность должна быть выровнена специальными составами, поры и трещины заделаны.

Обойма (рис. 5.3, д, е, ж, и) представляет собой конструктивное решение, когда усиливаемый элемент (колонна, балка) охватывается с четырех сторон железобетоном с установкой продольной рабочей (поз. 11, 15) и поперечной (хомутов) арматуры (поз. 12, 13). При усилении элементов железобетонных конструкций обоймами поперечное армирование обойм следует конструировать, как правило, *замкнутым*. Железобетонные *обоймы со спиральным армированием (рис. 5.3, е)* применяют, как правило, для *центрально-сжатых* элементов. Обойма со спиральным армированием и усиливаемый элемент рассматриваются при расчете как монолитная конструкция. При выполнении обоймы из углепластиковых холстов (рис. 5.3, и) необходимо тщательно подготовить поверхность бетона, срезать и выровнять углы под радиус 10 мм.

Рубашка (рис. 5.3, з) – когда усиливаемый элемент охватывается с трех сторон железобетоном. Поперечная арматура (хомуты) приваривается в этом случае к существующим хомутам усиливаемой конструкции. Рубашки устанавливают по всей длине поврежденного участка железобетонного элемента с перепуском на неповрежденные части на длину не менее: длины анкеровки рабочей арматуры рубашки, пяти толщин стенок рубашки, поперечного размера ширины грани или диаметра усиливаемого элемента (но не менее 500 мм). При трехсторонних рубашках хомуты следует замыкать или соединять сваркой со специальными анкерами (уголки, полосовая сталь и т.д.). На свободной стороне элемента предусматриваются защитные мероприятия против коррозии.

В тех случаях, когда восстановление поврежденных элементов осуществляется бетонированием и последующим оштукатуриванием трещин и сколов, необходимо предусматривать расчистку поврежденных участков от разрушенного бетона с вырубанием полостей, подлежащих бетонированию до прямоугольной формы. При этом ос-

новые грани полости должны быть по возможности перпендикулярны к направлению действующих усилий, а остальные грани параллельны этому направлению. Механические повреждения при расчистке сохранившейся арматуры не допускаются.

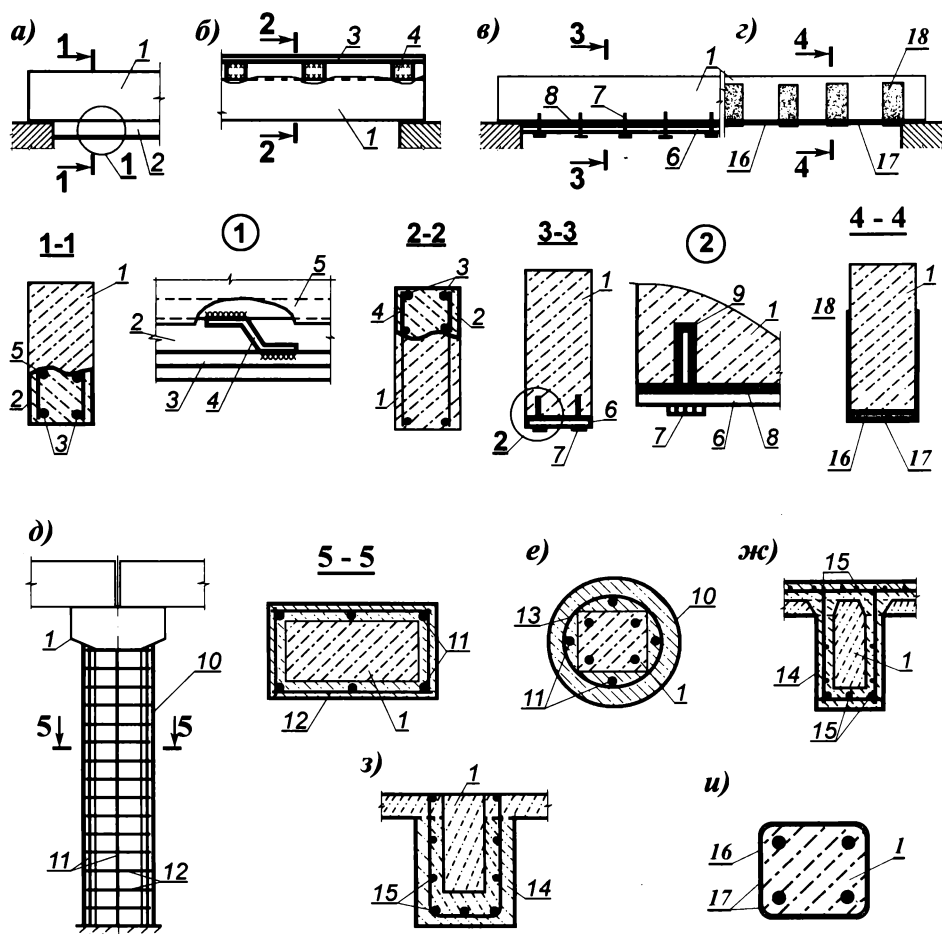


Рис. 5.3. Усиление железобетонных элементов способом увеличения поперечного сечения:

а – наращивание изгибаемых элементов снизу; **б** – наращивание изгибаемых элементов сверху; **в** – установка внешней листовой арматуры на полимеррастворе **г** – наклейка углепластиковых холстов или ламелей; **д** – устройство железобетонной обоймы в сжатых элементах; **е** – устройство железобетонной обоймы с косвенным армированием; **ж** – ж/б обойма; **з** – ж/б рубашка; **и** – обойма из углепластиковых холстов; **1** – усиливаемая конструкция; **2** – железобетонное наращивание; **3** – продольная арматура усиления; **4** – арматурные отгибы или пластины; **5** – оголенная арматура элемента (участки с шагом 1 м); **6** – стальной лист (длина назначается в соответствии с эпюрой моментов); **7** – стальные анкерные связи; **8** – адгезионная обмазка из полимерраствора; **9** – гнезда, высверленные в конструкции; **10** – ж/б обойма; **11** – продольная арматура; **12** – хомуты; **13** – поперечная косвенная арматура (спираль); **14** – бетон усиления; **15** – арматура усиления; **16** – углепластиковые холсты или ламели; **17** – поверхность элемента, подготовленная для наклейки холстов; **18** – углепластиковые холсты, обеспечивающие надежность связи и одновременно усиливающие элемент на поперечную силу

Продольная арматура в необходимых случаях может быть пропущена через узлы неразрезных монолитных или сборно-монолитных конструкций. Независимо от этого хомуты обойм в узлах в целях восприятия местных напряжений следует устанавливать с шагом, уменьшенным вдвое, как при обоях со спиральным, так и с обычным поперечным армированием. На опорах балок следует установить замкнутые обоймы, трехсторонняя рубашка допустима лишь при ее устройстве по всей длине балки.

При устройстве *обойм, рубашек и наращивании* бетона кроме вышеуказанных расчисток и подрубок следует предусматривать для обеспечения надежного сцепления нового и старого бетонов подготовку поверхности бетона усиляемой конструкции *насеками, зачисткой стальными щетками, пескоструйной очисткой, промывкой водой* и т.п.

При одностороннем или двустороннем наращивании, а также устройстве железобетонных обойм и рубашек усиляемый элемент рассчитывается вместе с усилением как **единая конструкция**. При этом дефекты (коррозия или обрывы арматуры, расслоения, трещины, повреждения бетона и т.п.), снижающие несущую способность элемента, учитываются при расчете усиливаемой конструкции, так же как и при проверочном расчете конструкции до усиления. При расчете учитывается возможность повреждения при сварке стержней арматуры усиляемого элемента: сечение стержней принимается ослабленным на 25%.

Для бетонирования *наращиваемой части, рубашки или обоймы* следует предусматривать бетон прочностью не ниже фактической прочности бетона усиляемого элемента и *не ниже класса В15*.

При применении способов усиления, связанных с наклейкой углепластиковых холстов или ламелей, можно использовать материалы, характеристики которых приведены в прил. 15.

Применение арматурных стержней диаметром менее **12 мм** для усиления наращиванием, рубашек или обойм не рекомендуется. Для поперечной арматуры диаметр стержней должен быть не менее **8 мм**. Рекомендуется устанавливать продольную (*рабочую*) арматуру диаметром *не менее 16 мм в сжатых и 12 мм в растянутых зонах*, шаг *хомутов* рекомендуется принимать *не более 15 диаметров рабочей арматуры, не более трехкратной толщины обоймы и не более 200 мм*.

Увеличение несущей способности с изменением первоначальной конструктивной схемы

Увеличение первоначальной несущей способности может зависеть от рационального изменения конструктивной схемы, которое может касаться самой статической схемы или ее напряженно-деформированного состояния.

Применяемые способы усиления элементов сооружений путем изменения их конструктивной схемы заключаются в устройстве:

- ➔ дополнительных жестких или упругих опор (см. *рис. 5.2, а, в, г*);
- ➔ регулировочных приспособлений на опорах (см. *рис. 5.2, е, 5.4, а*);
- ➔ регулировочно-разгрузочных натяжных и распорных конструкций (*рис. 5.4, б...е*).

Дополнительные опоры, выполняемые в виде отдельных стоек (см. *рис. 5.2, а*), жестких порталных рам (см. *рис. 5.2, в*), подкосов (см. *рис. 5.2, г*), изменяют первоначальную статическую схему конструкции, являясь одновременно разгружающими конструкциями. Устройство таких конструкций является довольно простым, но имеет существенный недостаток: уменьшается свободное пространство помещения. При проектировании дополнительных жестких опор необходимо достичь такого положения, чтобы эпюра моментов, полученная суммированием эпюр, полученных от нагрузок, дей-

ствующих в момент подведения опор и прикладываемых после установки опор, нигде не выходила за пределы фактической эпюры материалов, построенной на основании обследования конструкции. При этом эпюра моментов от нагрузки, приложенной после установки дополнительной опоры, строится для новой статической схемы конструкции. Кроме того, необходимо проводить проверку усиливаемых элементов на действие поперечных сил в местах новых опор и при недостатке имеющейся поперечной арматуры производить усиление.

Эффективным средством усиления изгибаемых элементов являются разгружающие *преднапряженные двухконсольные кронштейны* (см. рис. 5.2, е), которые устанавливаются на промежуточные опоры. Высота кронштейнов равна высоте усиливаемой конструкции на опоре, а их длина принимается равной $1/4 \dots 1/6$ их пролета. Конструкция кронштейнов включает (см. рис. 5.2, е): опорную стойку (поз. 16), ветви кронштейна (поз. 15), выполняемые из уголков или гибкой арматуры, устройство для натяжения (поз. 17) и объединительные связи (поз. 18). Включение кронштейнов в работу производится натяжением болтов (поз. 17) или домкратами. На промежуточных опорах многопролетных разрезных изгибаемых элементов возможно *создание неразрезности* (рис. 5.4, а), которая осуществляется приваркой дополнительной арматуры (поз. 4) к оголенной арматуре усиливаемых элементов (поз. 3) и установкой расклинивающих стальных пластин (поз. 5) в шов между элементами. Данный способ необходимо осуществлять при максимальной разгрузке усиливаемой конструкции.

Дополнительные предварительно напряженные стальные профильные элементы или арматура могут быть (рис. 5.4, б...з):

- в виде прямолинейных стержней, привариваемых к продольной арматуре усиливаемого ненапряженного элемента (рис. 5.4, б, з);
- в виде шпренгельной системы (рис. 5.4, в);
- в виде шарнирно-стержневой цепи (рис. 5.4, д).

При устройстве преднапряженных затяжек (горизонтальных, шпренгельных или комбинированных) усиливаемые элементы изменяют свою первоначальную конструктивную схему. Благодаря этому обычные изгибаемые элементы становятся внецентренно сжатыми. На их опорах создаются дополнительные изгибающие моменты, которые влияют на первоначальные пролетные моменты.

Для включения элементов усиления в совместную работу с усиливаемыми конструкциями применяется предварительное напряжение элементов усиления, которое осуществляется механическим (стяжной хомут поз. 15, гайка поз. 19) или электро-механическим способами. Основными элементами усиления в этих способах являются тяжи (рис. 5.4, поз. 6, 7, 12, 16), выполняемые из двух арматурных стержней диаметром до 36 мм из сталей класса А-240...А-600(АI...А-IV) или из прокатных профилей уголкового или швеллерного типа. Концы тяжей, соединяясь на опорах с усиливаемой конструкцией при помощи сварки (рис. 5.4, з) или специальных опорных устройств (рис. 5.4, б, в), передают им свои реактивные усилия, создавая сжатие в усиливаемых элементах, тогда как сами тяжи всегда растянуты.

При усилении конструкций *шарнирно-стержневой цепью* (рис. 5.4, д) усиливаемой конструкции сообщается антинагрузка в виде ряда сосредоточенных сил. Усиливаемая конструкция превращается в комбинированную статически неопределимую систему и воспринимает нагрузку, прикладываемую после усиления. Этот способ можно рекомендовать для конструкций, загруженных почти полной нагрузкой, но имеющих различные дефекты. В этом случае усилия в элементах цепи и степень разгруже-

ния предопределяется предварительным натяжением цепи. Основными элементами усиления являются: шарнирно-стержневая цепь (поз. 20); стойки из прокатного металла (поз. 21), опорные устройства (поз. 13, 22).

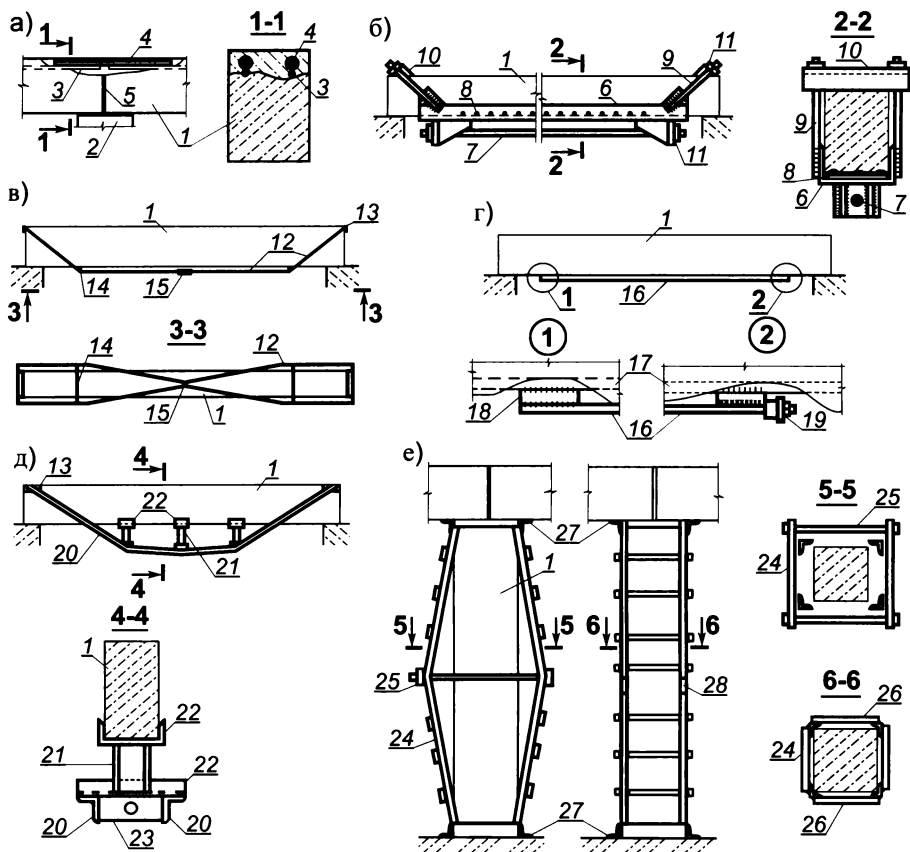


Рис. 5.4. Схемы усиления элементов изменением расчетной схемы и напряженного состояния:

а – создание неразрезной системы; **б** – преднапряженные элементы из прокатной стали; **в** – шпренгельные затяжки; **г** – затяжки из арматурной стали; **д** – шарнирно-стержневые цепи; **е** – установка двусторонних распорок; **1** – усиливаемая конструкция; **2** – колонна; **3** – оголенная верхняя арматура конструкций; **4** – соединительный стержень на сварке; **5** – шов между конструкциями, расклиниваемый стальными пластинами; **6** – усиливающий элемент из швеллера; **7** – затяжка для создания выгиба усиливающего элемента; **8** – рифы из арматурных стержней, приваренные через 100...150 мм к стенке швеллера (свободное пространство заполняется мелкозернистым бетоном для создания сцепления); **9** – хомуты; **10** – уголок-планка; **11** – гайка для поджатия концов усиливающего элемента; **12** – преднапряженный шпренгель из арматурной или прокатной стали; **13** – опорное устройство; **14** – распорки; **15** – стяжной хомут; **16** – преднапряженная затяжка из арматурной стали; **17** – оголенная (обычная) арматура конструкции; **18** – арматурные коротыши; **19** – натяжное устройство; **20** – шарнирно-стержневая цепь, состоящая из двух уголков или стержней; **21** – стойки из швеллера или двутавра; **22** – опорные детали из швеллера; **23** – пластина с отверстием для подвески натяжного груза; **24** – распорки из уголков; **25** – натяжные монтажные болты; **26** – соединительные планки, привариваемые после установки распорок; **27** – упорные элементы; **28** – накладки, наваренные на места выреза полков уголков распорок

Очертание цепи принимают таким, что тангенсы углов наклона ее звеньев, начиная от середины, относятся как 1:3:5 и т.д. В этом случае усилия во всех подвесках одинаковые, т.е. сосредоточенные силы, передающиеся на усиливаемую конструкцию в местах установки стоек (поз. 21), одинаковы и расположены равномерно по длине конструкции. Преднапряжение создается подвеской к среднему узлу тарированного груза, с последующей фиксацией положения узла при помощи гаек или прокладок.

Предварительно напряженные металлические распорки (см. рис. 5.4, е) применяются для усиления сжатых элементов (колонн, стоек) и представляют собой конструкции из стальных уголков, расположенных вдоль граней по углам (поз. 24), соединенных между собой по периметру приваренными после создания в них предварительного напряжения стальными планками (поз. 26) из листового металла. При усилении металлическими обоймами последние рассчитывают как самостоятельные конструкции, а их гибкость принимают в зависимости от расположения креплений к усиливаемой железобетонной конструкции.

5.6. Технические решения по усилению плит покрытий и перекрытий

Усиление плит *монолитных железобетонных* покрытий и перекрытий может выполняться следующими способами:

- ❖ устройством по верху дополнительной монолитной железобетонной плиты, армированной противоусадочной сеткой, а при необходимости арматурой над опорами балок, работающей на отрицательный момент (рис. 5.5, б). Усиленная конструкция рассчитывается с усилением как монолитная в случае обеспечения надежного сцепления старого бетона с новым. Сцепление между старым и новым бетоном обеспечивается: очисткой поверхности от пыли, длительным увлажнением старого бетона до бетонирования с уборкой луж воды перед самым бетонированием или для увеличения сцепления бетона плиты с бетоном наращивания после очистки поверхности старого устанавливаются арматурные гнутые стержни (поз. 6), которые объединяются с существующей арматурой плиты и устанавливаются в вырубленные участки полок плиты. В любом варианте необходим тщательный уход (увлажнение) за новым бетоном;
- ❖ приваркой дополнительной рабочей арматуры снизу и торкретированием нижней поверхности плиты. При этом расчет производится как для монолитной плиты с увеличением количества пролетной рабочей арматуры;
- ❖ подведением поперечных балок с изменением расчетной схемы плиты с балочной на опертую или заделанную по контуру. Расчет усиления плиты ведется по новой статической схеме как опертой (или защемленной по контуру) с учетом рабочей и распределительной арматуры. Подводимые балки армируются сварным каркасом и бетонируются в подвесной опалубке сквозь щели, прорубленные в старой плите. Ширина балочек принимается до 100 мм, а высота 1:10 – 1:12 пролета.

При необходимости усиления балок одновременно с усилением плиты в монолитных перекрытиях можно применять способы увеличения поперечного сечения, такие как устройство железобетонных обойм (см. рис. 5.3, ж) и железобетонных рубашек (см. рис. 5.3, з). Выполнение этих способов осуществляется обетонированием балок одновременно с плитой в подвесных опалубках сквозь короткие щели, пробитые в старой плите по боковым граням балок.

Ребристые плиты покрытий и перекрытий усиливают:

- ❖ подведением дополнительных металлических опор, уменьшающих пролет продольных несущих ребер плит. Данный метод можно применять при возможности установки дополнительной опоры без нарушения режима эксплуатации помещения;
- ❖ подваркой дополнительной арматуры в растянутой зоне продольных и поперечных ребер с последующим их обетонированием (рис. 5.5, а). Расчет конструкций, усиленных этим методом, проводится как монолитных по приведенным характеристикам сечения. Класс бетона принимается не менее класса бетона усиливаемого элемента и не менее В15. Класс арматуры не менее А-300(А-II). С целью упрощения данного способа усиления и повышения его эффективности можно использовать устройство, приведенное в описание изобретения к патенту РФ [41]. Устройство для усиления ребер плит, включающее арматуру усиления и защитное покрытие, отличается от предыдущего решения тем, что с наружной стороны усиливаемого участка, вокруг боковых граней ребер (рис. 5.5, а, разрез 1-1) после приварки дополнительной арматуры, устанавливается металлическая сетка, которая фиксируется по длине боковых граней с их противоположных сторон в пределах зоны бетона ребер металлическими планками, прикрепленными к ребрам дюбелями, где растягивающие напряжения не превышают половины сопротивления бетона осевому растяжению. После этого устраивается защитное покрытие в виде торкрета или штукатурки. Пример расчета ребристой плиты, усиленной методом наращивания арматуры в растянутой зоне, приведен в прил. 3;

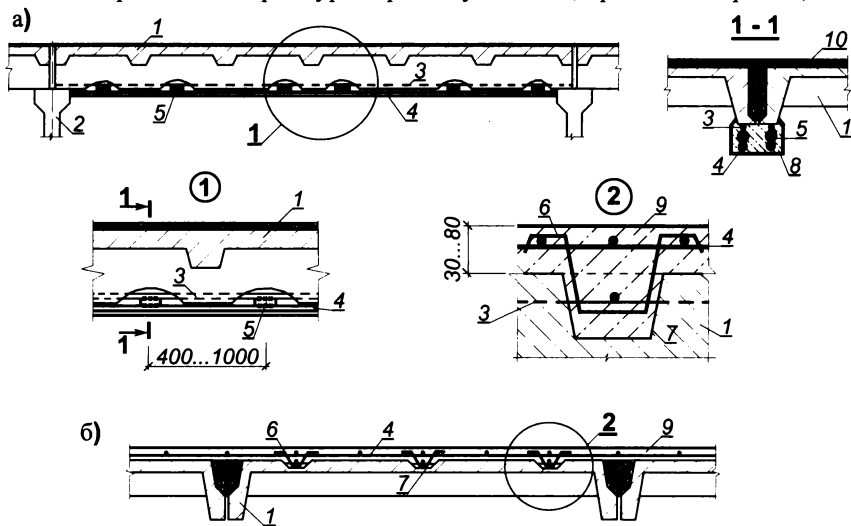


Рис. 5.5. Усиление железобетонных ребристых плит способом одностороннего наращивания:
а – наращивание растянутой зоны; **б** – наращивание сжатой зоны; **1** – усиливаемая ребристая плита покрытия или перекрытия; **2** – опорная конструкция (стропильная балка, ригель);
3 – оголенная арматура плиты (рабочая в продольных ребрах, сетка в полке плиты);
4 – дополнительная арматура, определяемая по расчету (стержни диаметром не менее 12 мм, арматурная сетка); **5** – арматурные коротыши диаметром до 40 мм, устанавливаемые с шагом 400...1000 мм; **6** – арматурные гнутые стержни, объединяющие существующую арматуру плиты и дополнительную; **7** – вырубленные участки полок плиты для увеличения сцепления бетона плиты с бетоном наращивания; **8** – мелкозернистый бетон; **9** – монолитный бетон наращивания сжатой зоны; **10** – конструкция кровли или пола

- ❖ наращиванием сжатой зоны плиты монолитным железобетоном (рис. 5.5, б). При использовании этого метода необходимо обеспечить надежное сцепление старого бетона с новым аналогично усилению монолитных плит;
- ❖ установкой дополнительного арматурного каркаса в шов между плитами (при расширенном шве устанавливаются два плоских каркаса) с последующим бетонированием швов;
- ❖ установкой преднапряженных шпренгельных конструкций (рис. 5.6), выполняемых в виде одноветвевых или двухветвевых шпренгелей. Такие решения целесообразно применять, если они не нарушают интерьер помещений. В качестве способа усиления продольных ребер плит можно использовать решение, защищенное авторским свидетельством [42], где предлагается создание преднапряжения выгибом элемента усиления, в качестве которого можно использовать швеллер, а подготовку контактирующей поверхности швеллера проводить ее рифлением, что повышает надежность сцепления;

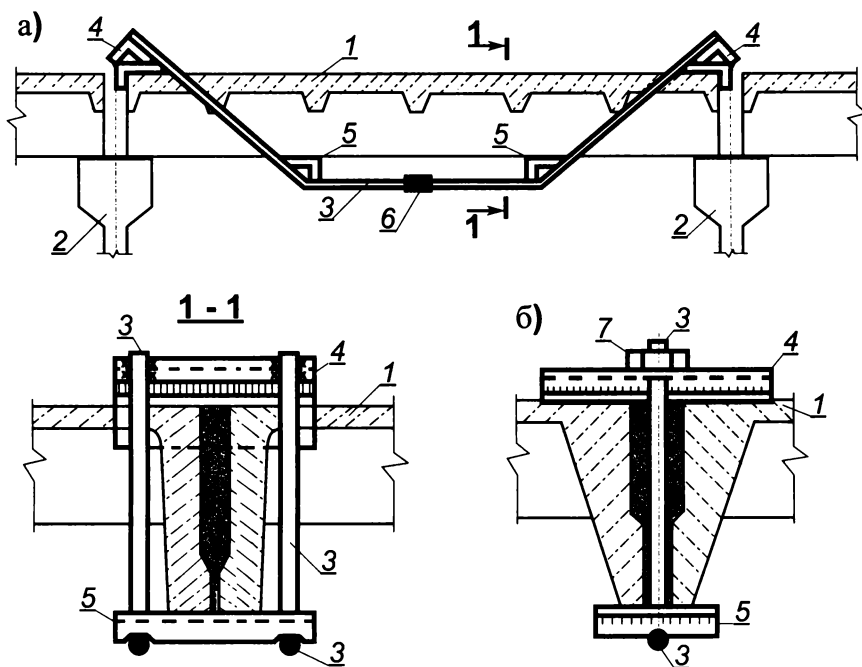


Рис. 5.6. Усиление железобетонных ребристых плит шпренгельными преднапряженными затяжками:

а – двухветвевая шпренгельная затяжка; **б** – одноветвевая шпренгельная затяжка, устанавливаемая в швах между плитами;

1 – усиливаемая ребристая плита покрытия или перекрытия; **2** – опорная конструкция (стропильная балка, ригель); **3** – ветви шпренгельной затяжки (арматурные стержни из стали класса А-240...А-800(А-I...А-V), $\varnothing \geq 16$ мм); **4** – опорные детали (уголок, приваренный к анкеру в виде уголка или пластины, устанавливаемых в борозде, вырубленной в шве между плитами); **5** – опора в виде уголка или катка, приваренного к пластине; **6** – натяжное устройство, создающее в ветвях шпренгеля предварительное напряжение; **7** – гайка для создания предварительного напряжения в затяжке (усилие натяжения контролируется динамометрическим ключом)

- ❖ подведением стальных разгружающих балок (рис. 5.7). Подведение разгружающих стальных балок может быть применено также как временное мероприятие для разгрузки усиливаемых ребристых плит методами наращивания сжатой или растянутой зоны с целью обеспечения включения в работу элементов усиления. Расчет разгружающей балки осуществляется в зависимости от количества точек подклинки (поз. 6) по длине элемента на дополнительную нагрузку, которая будет действовать после усиления (см. п. 5.5.1);

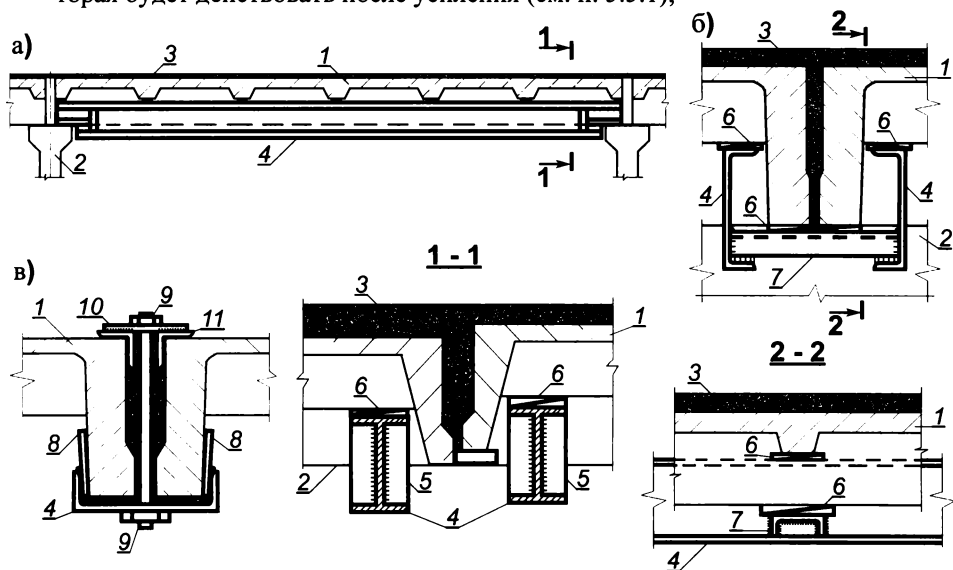


Рис. 5.7. Усиление плит установкой разгружающих конструкций:

а – подведение разгружающих балок, подклиненных под поперечные ребра; б – то же, под продольные и поперечные ребра; в – то же, под продольные ребра; 1 – усиливаемая плита покрытия или перекрытия; 2 – стропильная балка или ригель; 3 – конструкция кровли или пола; 4 – разгружающие стальные балки из двутавров или швеллеров с подрезкой или без нее на опоре; 5 – ребра жесткости; 6 – стальные пластины-клинья для включения разгружающих балок в работу (после подклинки сварить между собой и балками); 7 – опорные столики из швеллера; 8 – стальные пластины, приваренные к швеллеру; 9 – стяжные болты, устанавливаемые в швах между плитами с шагом по длине плиты 800...1200 мм, в опорных зонах шаг в два раза меньше; 10 – планки-шайбы, приваренные к уголкам; 11 – стальные уголки, устанавливаемые в расчищенные швы между плитами (выполняются неразрезными)

- ❖ двухконсольными стальными балками (рис. 5.8), создающими выносные опоры, чем уменьшается расчетный пролет плит. Выносные опоры предварительно напрягаются (домкратом или подвесным грузом с подклинкой). После подклинки усиливаемой конструкции предварительное натяжение снимается. Усилие преднапряжения должно быть возможно наибольшим, но не должно отрывать или поднимать плиты (т.е. не должно превышать собственной массы и прочности крепления плит);
- ❖ введением дополнительных опорных конструкций, когда смещение осей колонн каркаса может привести к перекосу ригеля и смещению опирающихся на них плит перекрытий. В этом случае устраивают дополнительные выносные опорные столики, которые опираются и крепятся к стропильной конструкции. Опор-

ные угловые столики необходимо усиливать ребрами жесткости. Для включения столиков в работу их подчеканивают или подклинивают. При ригеле прямоугольного сечения для крепления опорного столика устраивают металлический хомут.

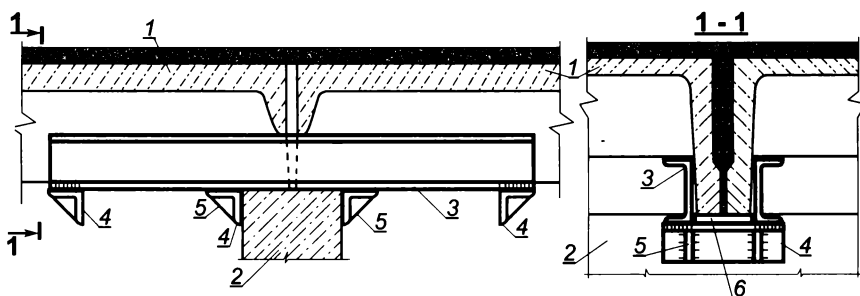


Рис. 5.8. Усиление сборных ребристых плит уменьшением пролета выносными опорами на двухконсольных подпружных балочках:

1 – усиливаемая плита; 2 – стропильная конструкция; 3 – подпружные балочки из прокатных профилей (швеллер, двутавр); 4 – опорные столики из уголков, приваренные к стальным балкам; 5 – ребра жесткости; 6 – металлические пластины-клинья для включения разгружающих балок в работу (после подклинки сварить между собой и с опорным столиком)

Сборные железобетонные многопустотные панели перекрытий с круглыми или овальными пустотами целесообразно усиливать, используя части пустот, в которые (после пробивки верхней полки) укладывают дополнительные арматурные каркасы, после чего пустоты бетонируют. При этом утолщение плиты бетонированием сверху необязательно, его необходимость определяется расчетом, выполняемым с учетом совместной работы плиты с конструкцией усиления (рис. 5.9, а), а также увеличенной постоянной нагрузкой от бетона заполнения пустот. Дополнительные арматурные каркасы устанавливают через две пустоты.

Вместо арматурных каркасов можно использовать стальные двутавровые балки (рис. 5.9, б), которые также устанавливаются в пустоты через пробитые верхние полки на всей длине плиты с заведением балок на опоры и последующим бетонированием вскрытых пустот. Для заполнения пустот используется мелкозернистый пластичный бетон не ниже класса бетона усиливаемой плиты.

Введение в пустоты дополнительных арматурных каркасов можно осуществлять по авторскому свидетельству № 1448015 (рис. 5.9, в). С целью сокращения объемов работ дополнительные арматурные каркасы устанавливаются со стороны потолка после устройства щелей вдоль пустот. Перед проведением всех работ необходимо установить временные разгружающие стойки (поз. 10), которые включаются в работу при помощи домкратов. Каркасы (поз. 5) после установки привариваются к выпускам существующей арматуры плиты. После этого устанавливаются щиты опалубки со штуцерами (поз. 11), через которые в пустоты закачивается бетонная мелкозернистая смесь (поз. 7). После набора бетоном требуемой прочности щиты и временные опоры демонтируются.

Применение этих методов (рис. 5.9) приводит к усилению пустотных плит не только по нормальным, но и по наклонным сечениям. Расчет пустотных плит, усиленных установкой в пустоту арматурных каркасов или прокатного металла, приведен в прил. 4.

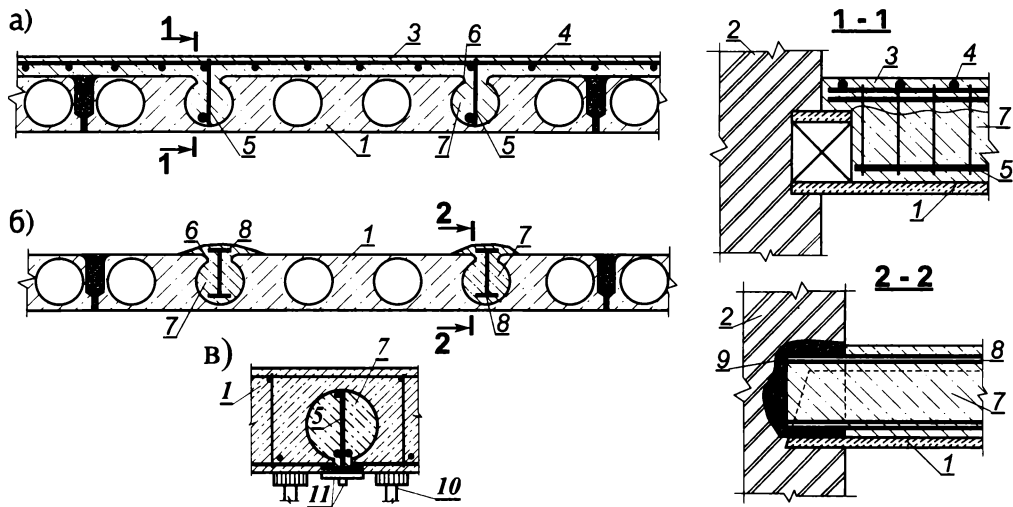


Рис. 5.9. Усиление многопустотных плит перекрытия:

а – наращиванием сжатой зоны с установкой дополнительных арматурных каркасов в пустоты плит и бетонированием пустот; **б** – установкой прокатных двутавров в пустоты с последующим их бетонированием; **в** – установкой арматурных каркасов снизу; 1 – усиливаемая плита; 2 – кирпичная стена; 3 – бетон наращивания сжатой зоны; 4 – арматурные сетки усиления сжатой зоны плиты; 5 – арматурные каркасы усиления растянутой зоны, устанавливаемые в пустоты; 6 – пробитые полки по длине плиты; 7 – бетон усиления, укладываемый в пустоты; 8 – прокатные стальные двутавры; 9 – заполнение раствором ниш в кирпичной кладке, пробитых для заводки двутавров в стену; 10 – временные разгружающие стойки; 11 – щиты опалубки со шуточерами

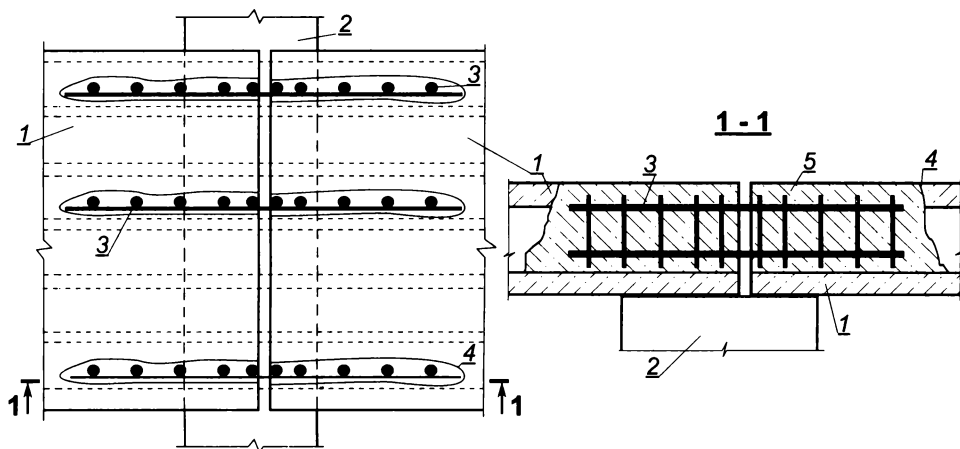


Рис. 5.10. Усиление многопустотных плит перекрытия в опорных зонах установкой дополнительных арматурных каркасов в пустоты плит и обетонированием при недостаточной площадке опирания плит или недостаточной несущей способности:

1 – усиливаемые плиты; 2 – опорная конструкция; 3 – арматурные каркасы усиления; 4 – пробитые верхние полки в пустотах; 5 – бетон усиления, укладываемый в пустоты

Усиление опорных частей пустотных плит при недостаточной площадке опирания рекомендуется осуществлять установкой общих вертикальных каркасов в предварительно пробитые отверстия приопорных зон смежных плит и последующим бетонированием каналов с дополнительно установленной арматурой (рис. 5.10). В этом случае плиты работают как неразрезные конструкции на нагрузку, приложенную после усиления. Верхняя арматура дополнительных каркасов должна быть рассчитана на опорный момент от нагрузок, приложенных после усиления. Для крайних опор арматурные каркасы устанавливаются с выносом их за торцы плит на требуемую длину, далее устанавливаются вертикальные каркасы параллельно торцам плит. После этого производится бетонирование так называемой анкерной балки за торцами плит и опорных участков пустот.

5.7. Технические решения по усилению стропильных балок и ригелей перекрытий

Усиление балок производят для *увеличения их несущей способности по изгибающему моменту и по поперечной силе* в зависимости от характера повреждений.

При определении необходимости и способа усиления балок кроме расчета несущей способности должно учитываться состояние анкеровки существующей арматуры. Усиливать балки и ригели можно практически всеми методами, приведенными на рис. 5.1.

Выбор схемы конструкции усиления зависит от наличия материалов, свободных габаритов, расположения конструкций, могущих служить опорой для конструкций усиления, схемы повреждения самой усиливаемой конструкции и требований к ее качеству после усиления.

Способ усиления балок при работе их на изгиб выбирается в зависимости от необеспеченности прочности сжатой или растянутой зон сечения, т.е. от величины характеристики сечения – $\xi = x/h_o$, и от наличия повреждений бетона в сжатой зоне или арматуры в растянутой зоне балки. При $\xi > \xi_R$ потеря несущей способности изгибаемого элемента начинается с разрушения бетона в сжатой зоне и, следовательно, необходимо в первую очередь провести усиление сжатой зоны. При проектировании усиления должно соблюдаться условие, при котором после усиления $\xi \leq \xi_R \gamma_{br}$.

Методы, осуществляющие *увеличение поперечного сечения* усиливаемой конструкции, можно разделить на несколько групп:

- ➔ одностороннее наращивание железобетоном растянутой (см. рис. 5.3, а, 5.11, а) или сжатой зоны (рис. 5.12, а, б) балок;
- ➔ двустороннее, комбинированное наращивание железобетоном одновременно сжатой и растянутой зон (рис. 5.11, б);
- ➔ трехстороннее наращивание – «рубашки» (рис. 5.12, б);
- ➔ четырехстороннее – замкнутые обоймы (см. рис. 5.3, ж, з).

Расчет усиленных балок методами увеличения сечений производится как монолитных, при обеспечении надежного сцепления старого и нового бетонов, которое осуществляется насечкой поверхности старого бетона и очисткой от пыли и грязи водой под давлением. В случае, если расстояние от существующей арматуры до вновь устанавливаемой дополнительной превышает $(1/4)h_o$ усиленной балки, то расчет следует проводить по общему случаю по [14, п. 3.28*] или при расчете R_s существующей арматуры принимается с коэффициентом 0,8.

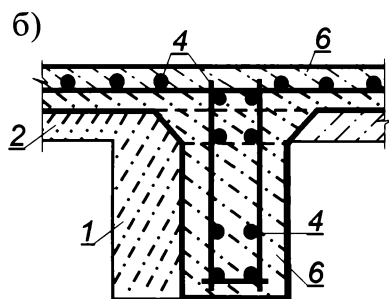
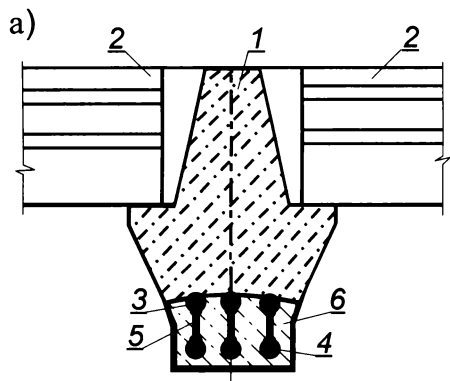
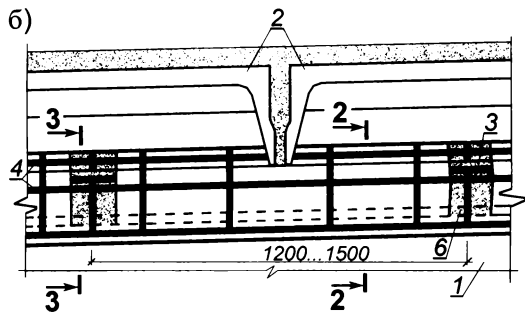
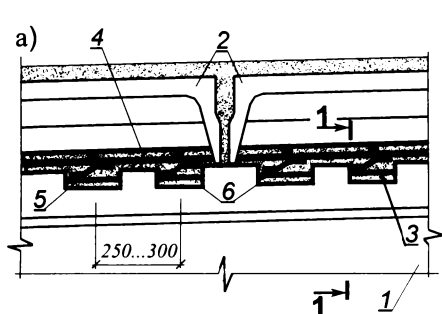


Рис. 5.11. Усиление железобетонных балок наращивание растянутой зоны (а) и устройством дополнительной железобетонной балки сбоку (б):

1 – усиливаемая балка; 2 – существующая плита перекрытия (сборная (а) или монолитная (б)); 3 – существующая арматура в балках; 4 – арматура усиления; 5 – объединительные стержни; 6 – бетон усиления



1 - 1

2 - 2

3 - 3

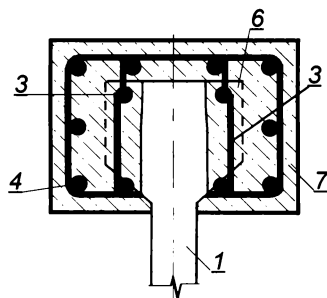
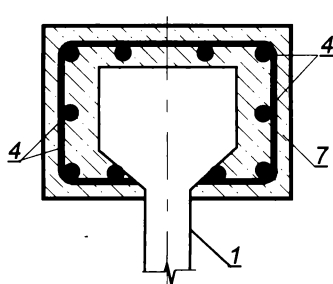
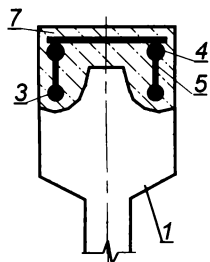


Рис. 5.12. Усиление железобетонных балок увеличением поперечного сечения балок в сжатой зоне:
а – наращивание сверху; б – железобетонная рубашка; 1 – усиливаемая балка; 2 – железобетонные плиты; 3 – существующая арматура балок в сжатой зоне; 4 – дополнительная арматура, устанавливаемая в сжатой зоне балок в виде отдельных стержней и сеток; 5 – объединительные стержни – «утка»; 6 – бетонные шпонки, созданные в полках усиливаемых балок для обеспечения совместной работы балки с бетоном усиления; 7 – бетон усиления

Для обеспечения совместной работы дополнительная арматура должна быть обязательно приварена к существующей арматуре. Для этой цели ее оголяют на участках длиной 60...200 мм с шагом 500...1000 мм. Приварка дополнительной растянутой арматуры осуществляется посредством коротышей из арматуры диаметром 10...40 мм и длиной от 50 до 200 мм. Минимальный диаметр арматуры наращивания – 12 мм.

Наращивание растянутой, ненапряженной арматуры в железобетонных балках может осуществляться без разгрузки существующей конструкции, если дополнительная нагрузка прикладывается после усиления или с предварительной разгрузкой усиливаемой конструкции.

В случае приварки (наращивания) дополнительной арматуры без преднапряжения термическим, электротермическим или другим способами конструкция должна быть предварительно разгружена или подперта, с тем чтобы при ее загрузке конструкции усиления *включались* в работу совместно с усиливаемой балкой. Разгрузка создается при помощи домкратов или установкой временных разгружающих стальных балок с подклиниванием.

В случае, если предварительную разгрузку трудно осуществить, дополнительную арматуру необходимо предварительно натянуть. Для этого стержень предварительно приваривают к существующей арматуре одним концом, нагревают пропусканием тока от сварочного трансформатора, а затем приваривают второй конец. Температура нагрева не должна превышать 350...400 °С. Температура стержня замеряется термометрами или другим способом, а также по удлинению стержня ($\Delta l = \alpha t l$, где $\alpha = 0,0012$ на 100 °С; l – длина стержня; Δl – величина удлинения стержня). Приварив (после удлинения) дополнительную арматуру к концевым коротышам, ее приваривают к промежуточным, расположенным через 500...1000 мм (см. *рис. 5.5, а*).

При усилении методами наращивания растянутой арматуры допускается приварка дополнительной арматуры из сталей классов А240...А400 (А-I, А-II, А-III) к существующей арматуре тех же сталей. При арматуре из высокоуглеродистых сталей классов А600(А-IV, Ат-IV) и выше, из высокопрочной проволоки или проволочных канатов, а также при сильной коррозии существующей арматуры применение сварки не допускается. Конструкции с арматурой из таких сталей усиливаются наружными металлическими или железобетонными поддерживающими системами.

Усиление балок способом наращивания растянутой зоны можно осуществлять наклейкой нескольких слоев углепластикового холста на предварительно подготовленную поверхность бетона (см. *рис. 5.3, з*) или применить решение [43], где усиление рекомендуется проводить способом нанесения на поверхность в растянутой зоне балок двухслойного покрытия: первый слой – стеклоткань и второй – металлическая сетка на полимерной композиции с вяжущим из эпоксидно-фурановой смолы с наполнителем из тонкомолотого кварцевого песка, что повышает химическую стойкость, трещиностойкость и прочность усиливаемой балки.

Усиление сжатых зон балок возможно осуществлять торкрет-бетоном толщиной до 30 мм, который наносится на очищенную и промытую поверхность старого бетона, обернутую сеткой с ячейкой 30...60 мм из проволоки диаметром 1...2 мм, прикрепленной к конструкции дюбелями при помощи строительного пистолета. При тщательном соблюдении технологии нанесения нового бетона увеличивается сечение конструкции и ее несущая способность. Если по расчету требуется увеличение сечения арматуры, то применяют подварку новой арматуры к существующей (*рис. 5.12, а, б*). Для этого скалывают защитный слой, оголяют арматуру и приваривают к ней прерывистым швом дополнительную арматуру (поз. 4) через соединительные стержни (поз. 5). После этого производится торкретирование поверхности толщиной 20...80 мм.

Усиление железобетонных балок с *предварительно напряженной* арматурой рекомендуется проводить способами, изменяющими напряженно-деформированное состояние усиливаемой конструкции:

- предварительно-напряженной шарнирно-стержневой цепью (рис. 5.13);
- стальными предварительно напряженными затяжками (см. рис. 5.4, з);
- предварительно-напряженными шпренгелями (см. рис. 5.4, в).

Натяжение шарнирно-стержневых цепей, затяжек, шпренгелей можно создать механическим, термомеханическим и электромеханическим способами (см. п. 5.11). Элементы усиления следует выполнять из арматурной стали классов А240...А600(А-I, А-II, А-III, А-IV), диаметром от 12 до 36 мм или из профильного металла.

Усиление балок по способу шарнирно-стержневой цепи (рис. 5.13), конструкция и расчет которой были разработаны Е.Р. Хило [26], предварительное напряжение в цепи создается механическим способом, путем подвески груза в узлах цепи или установкой домкратов между цепью и нижним поясом балки. При натяжении цепи в усиливаемом элементе возникают изгибающий момент и поперечная сила, противоположные по знаку усилиям, возникающим от внешней нагрузки. При проектировании автор рекомендует стрелу цепи принимать максимальной, исходя из свободных габаритов помещений. Число узлов цепи рекомендуется проектировать – 3, 5, 7 и очертание цепи принимать таким, чтобы тангенсы углов наклона ее звеньев, начиная от середины, относились как 1:3:5 и т.д. В этом случае усилие во всех подвесках будет одинаковым. Проектировать цепь желательно так, чтобы распор цепи передавался на усиливаемый элемент ниже центра тяжести приведенного сечения или по крайней мере не выше верхней границы ядра сечения. В случае расположения цепи за пределом нижнего пояса балки между цепью и нижним поясом устанавливаются стойки (поз. 3) из прокатной стали. Если цепь должна быть размещена в пределах высоты усиливаемой балки, то применяют подвески из круглой стали и крепят их к ветвям цепи в узлах шарнирно, включая в работу при помощи гаек, расположенных на концах подвесок. Балка, усиленная предварительно-напряженной цепью превращается в комбинированную статически неопределимую систему. Выполнять усиление по данному способу можно без предварительной разгрузки конструкции. Включение в работу осуществляется созданием предварительного напряжения в элементах цепи. Расчет усиленной балки проводится как сжато-изгибаемого элемента при действии изгибающего момента с учетом его снижения за счет влияния разгрузки в местах установки стоек или подвесок и продольной сжимающей силы (распор системы), приложенной в торцах балки.

При усилении балок металлическим шпренгелем (рис. 5.4, в; прил. 5) сечения балки проверяют с учетом продольной силы, действующей в балке как в ригеле шпренгельной системы, т.е. как внецентренно сжатые, и в зависимости от результатов расчета принимают решение на усиление сжатой зоны. Расчеты обычно применяемых шпренгелей показывают, что шпренгель при совместной работе с балкой (совместных прогибах) принимает на себя лишь от 5 до 20% общей нагрузки, причем при условии, что он с самого начала нагружения включен в работу конструкции (натянут). Поэтому расчет шпренгеля производится на усилие, необходимое для создания в балке разгружающего момента, компенсирующего соответствующий изгибающий момент от внешней нагрузки. На это усилие шпренгель должен быть предварительно натянут, и это усилие должно составлять не более 75...80% несущей способности стержней шпренгеля. При подборе сечений стержней шпренгеля их сопротивление принимается с коэффициентом условий работы $\gamma_{sp} = 0,8$, это означает, что предварительное напряжение в ветвях шпренгеля должно составлять 75...80% расчетного сопротивления материала соответствующих элементов.

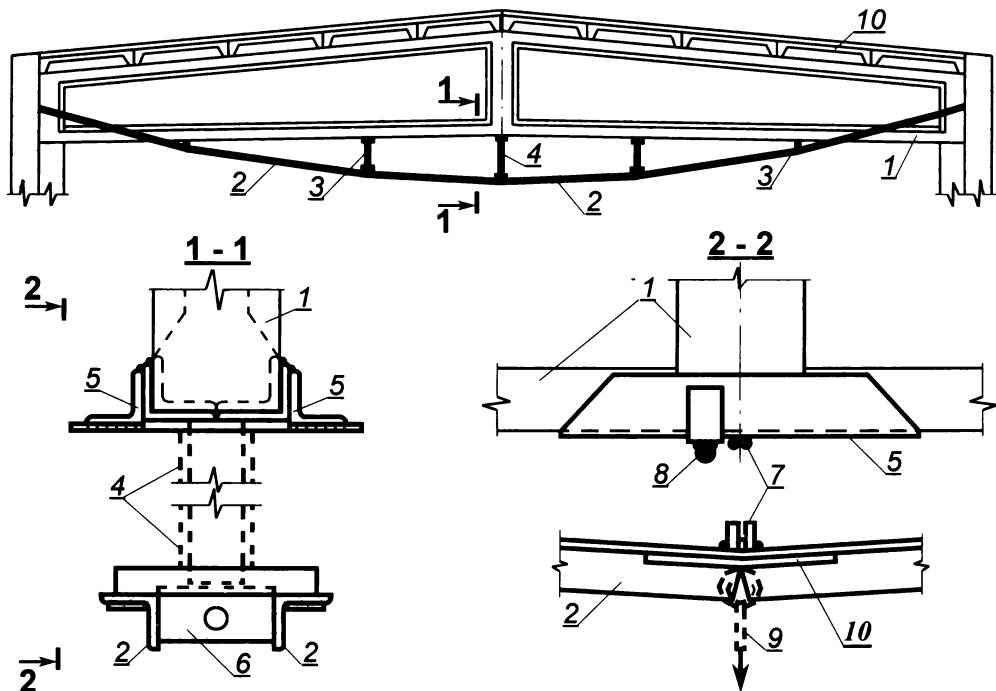


Рис. 5.13. Усиление железобетонных балок предварительно-напряженной шарнирно-стержневой цепью:

- 1 – усиливаемая балка; 2 – шарнирно-стержневая цепь, выполняемая из прокатного металла;
 3 – стойки; 4 – центральная стойка, устанавливаемая после натяжения цепи подвеской груза;
 5 – упорные уголки; 6 – пластина для подвески груза; 7 – ограничительные элементы;
 8 – связь по нижним поясам балок из плоскости цепи; 9 – крюк для подвески груза;
 10 – усиление ветвей цепи стальными пластинами в местах подрезки вертикальных стенок профиля

Эффективное конструктивное решение по усилению балок преднапряженными наклонными хомутами, позволяющее увеличить разгружающий момент, приведено в [44].

Предварительное напряжение шпренгелей может быть осуществлено стяжными муфтами, электротермическим нагревом с контролем удлинений по завинчиванию упорных и опорных гаек или стягиванием между собой парных ветвей (по способу Н.М. Онуфриева с контролем угла перегиба ветвей). При этом величины требуемой деформации следует назначать с учетом потерь напряжения от обмятия в сочленениях: по 1 мм в сочленении металла с металлом и по 3...5 мм в сочленении металлических деталей с бетоном. Рекомендуется проверять напряжения предварительного натяжения на монтаже с помощью замера деформаций удлинения ветвей шпренгеля прогибомером или индикатором на базе 1000 мм (при этой базе удлинению 1 мм соответствует напряжение $19,62 \text{ кН/см}^2$, его можно замерить штангенциркулем с точностью 0,1 мм, т.е. контролировать напряжение с точностью $1,96 \text{ кН/см}^2$, а индикатором с точностью 0,01 мм, соответственно $0,2 \text{ кН/см}^2$). Пример расчета усиления балки шпренгельной преднапряженной затяжкой приведен в прил. 5.

При усилении *опорных участков балок* можно применять замкнутые четырехсторонние обоймы. Также усиление опорных участков с уменьшением расчетного пролета проводится при помощи стальных разгружающих кронштейнов (рис. 5.14).

Разгружающие предварительно напряженные двухконсольные кронштейны (см. рис. 5.14) устанавливаются на промежуточные опоры. Высота кронштейнов равна высоте усиливаемых балок на опоре, а их длина принимается равной $1/4 \dots 1/6$ их пролета (вылет консоли a – не более $4 \dots 4,5$ высоты усиливаемой конструкции). Конструкция кронштейнов включает: опорные элементы (поз. 3, 7), ветви кронштейнов (поз. 4), соединительные элементы (поз. 6) и упорные устройства. Ветви кронштейна изготавливаются из одиночных уголков или гибкой арматуры. Включение кронштейна в работу производится натяжением болтов (поз. 5) упорных пластин, подвеской к концам кронштейнов грузов величиной P_p , гидравлическими или механическими домкратами. Величину груза P_p , полученную из расчета, увеличивают на 20%, что учитывает потери от выгиба балки, обжатия кронштейнов и обжатия опор.

Расчет кронштейнов проводится на величину разгружающей силы P_p , которая определяется по формуле $P_p = M_p/a$, где величина разгружающего момента, на который должен быть уменьшен максимальный момент, определяется по формуле $M_p = M_{max} - M_{ult}$. Несущую способность усиливаемой конструкции M_{ult} определяют с учетом дефектов и повреждений, определенных в результате обследования. Усилия в элементах кронштейна определяют статическим расчетом полуфермы с защемлениями элементов по оси опоры кронштейна с приложенной силой P_p . Для кронштейна с одной ветвью (поз. 4) усилия в двух элементах кронштейна (нижний пояс и ветвь) можно определить по формулам: сжимающее усилие в нижнем поясе (поз. 10) $N_{10} = P_p/tga$; растягивающее усилие в ветви $N_4 = P_p/sina$, где α – угол наклона ветви. После этого подбирают сечение стальных элементов по [8, 52] с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,9$ и увеличивают сечение сжатого нижнего пояса вдвое, учитывая возможность возникновения изгибающих моментов в нижнем поясе в результате повышенной деформативности ветвей.

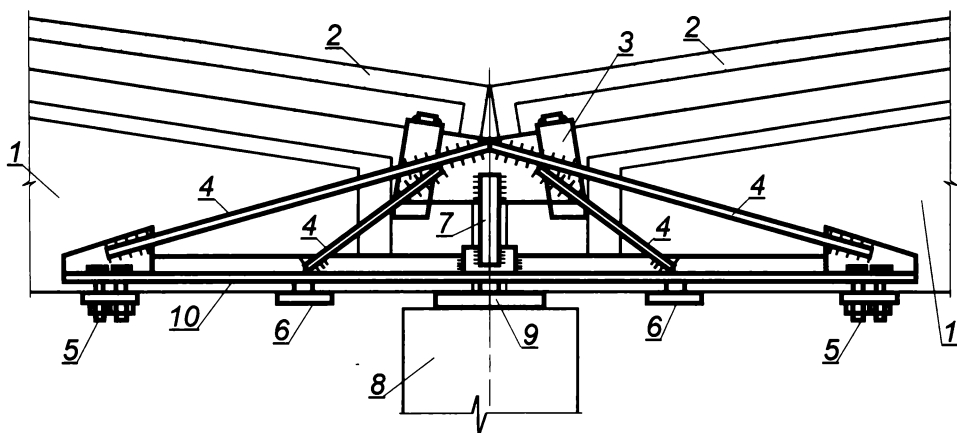


Рис. 5.14. Усиление балок разгружающими кронштейнами:

- 1 – усиливаемая балка; 2 – плиты покрытия; 3 – стальной оголовок, устанавливаемый на опорных зонах двух балок; 4 – тяжи (ветви) кронштейна из круглой стали; 5 – болты; 6 – связи по нижнему поясу кронштейна; 7 – опорный лист; 8 – колонна; 9 – распределительная прокладка; 10 – нижний пояс кронштейна

Усиление опорных зон балок проводится также устройством наружных хомутов (рис. 5.15). При этом следует обеспечить надежную совместную работу усиливаемого элемента и металлических конструкций усиления, что достигается преднапряжением хомутов, имеющих винтовую нарезку, а также попарным стягиванием специальными болтами смежных поперечных стержней.

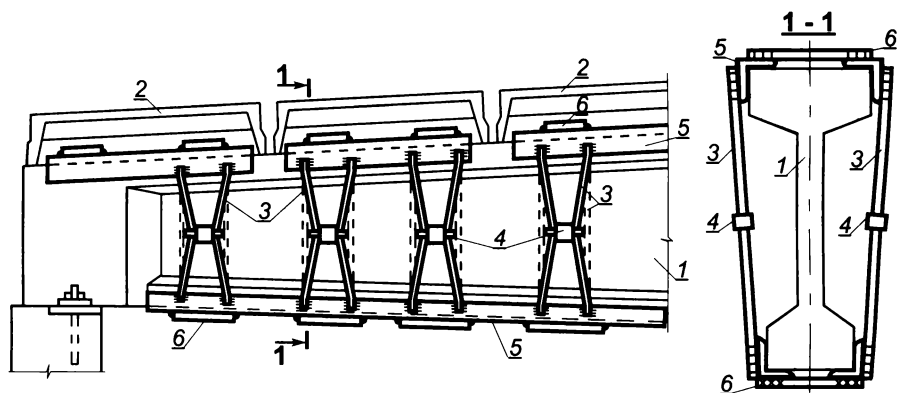


Рис. 5.15. Усиление опорных участков железобетонных балок хомутами - стягиванием ветвей попарно:

1 – усиливаемая балка; 2 – плиты покрытия; 3 – хомуты, выполненные из круглой стали; 4 – стяжные устройства; 5 – продольные накладные уголки, устанавливаемые по верхнему и нижнему поясу балки; 6 – элементы из листовой стали для объединения уголков

Наиболее простой способ усиления балок – это подведение под них жестких или упругих опор. Жесткие опоры-стойки (см. рис. 5.2, а) могут располагаться на отдельных или существующих фундаментах. Чтобы избежать осадок опор при устройстве новых фундаментов, рекомендуется использовать уже существующие. Включение в работу дополнительных жестких опор достигается установкой клиновидных прокладок, подъемом усиливаемой конструкции при помощи домкратов. Расчетные усилия в балках, 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 дополнительной опоры.

Дополнительные упругие опоры под усиливаемые элементы можно выполнять в виде металлических балок (рис. 5.16), которые устанавливаются рядом с усиливаемой конструкцией на общие опоры. Включение дополнительных опор в работу осуществляется натяжением распорных болтов или закручиванием гаек на подвесках (поз. 5). Расчет такого способа усиления заключается в подборе жесткости разгружающих балок (см. п. 5.5).

Все усиления балок и ригелей металлическими системами, а также наружными хомутами на опорных участках должны быть включены в совместную работу с усиливаемой конструкцией, т.е. предварительно напряжены путем натяжения домкратами,

предварительной нагрузкой, подчеканкой, подклинкой, натяжными болтами или другими приспособлениями (см. п. 5.11, рис. 5.24).

Зазоры между упорными металлическими элементами усиления и бетоном усиливаемой конструкции должны подчеканиваться жестким цементным раствором.

К недостаткам способа усиления металлическими системами следует отнести их низкую огнестойкость и возможность поражения коррозией при воздействии агрессивных сред, что требует в необходимых случаях их соответствующей защиты (см. п. 5.12 и прил. 18).

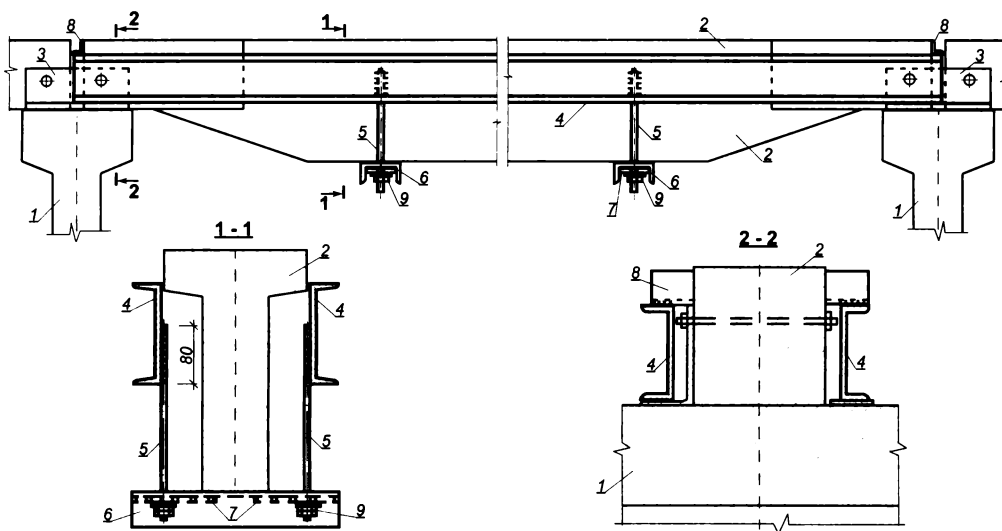


Рис. 5.16. Усиление балок упругоопорными разгружающими стальными балками:

1 – главная балка; 2 – второстепенная, усиливаемая железобетонная балка; 3 – существующий стальной уголок; 4 – разгружающие стальные балки из швеллеров или двутавров; 5 – подвеска из круглой стали; 6 – распределительный элемент из швеллера; 7 – стальная пластина усиления стенки швеллера; 8 – стальной уголок, объединяющий две разгружающие балки на опорах; 9 – натяжная гайка с контргайкой и шайбой

5.8. Технические решения по усилению колонн

Для усиления колонн применяется несколько типов обойм (металлических, железобетонных, углепластиковых), которые отличаются между собой конструктивными особенностями, материалом, производством работ и эффективностью усиления. Усиление обоймами особенно рационально для колонн с небольшой гибкостью ($\lambda \leq 14$).

Одним из типов железобетонных обойм являются обоймы обычной продольной и поперечной арматуры (см. рис. 5.3, д) без связи обоймы с арматурой усиливаемой колонны. Перед бетонированием обоймы необходимо обязательно произвести подготовку поверхности усиливаемой конструкции (выполнить насечку бетона и промыть его струей воды). Толщина обоймы колонны зависит от степени усиления и обычно не больше 300 мм и не менее 70...80 мм. Класс бетона обоймы принимается по классу бетона усиливаемой колонны, но не ниже В25. Для улучшения адгезии и

защиты цементного бетона и арматуры усиливаемой колонны в агрессивных условиях эксплуатации рекомендуется применять полимербетоны.

Площадь продольной арматуры обоймы определяется расчетом, но ее диаметр должен быть не менее 16 мм для сжатых и 12 мм – для растянутых зон. Поперечная арматура принимается диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом 15 диаметров продольной арматуры, но не более трехкратной толщины обоймы и не более 200 мм. В местах возможной концентрации напряжений шаг хомутов должен быть уменьшен вдвое.

При устройстве местной железобетонной обоймы на поврежденном участке она должна выходить за его пределы не менее чем: на пять толщин обоймы; на ширину большей грани колонны; на 400 мм.

Местное усиление сжатого элемента можно выполнять, используя техническое решение, предложенное в авторском свидетельстве [45]. Применение этого решения позволит упростить процесс и устройство усиления, а также повысить прочность бетона усиливаемого сжатого элемента от призматической до кубиковой.

Железобетонные обоймы могут быть выполнены с поперечной арматурой в виде спиральной обмотки из проволочной арматуры (см. рис. 5.3, е), которые обладают повышенной несущей способностью при центральной сжатии. При конструировании обойм должны соблюдаться следующие условия:

- спирали в плане должны быть круглыми, выполненными из арматуры класса А-I, диаметром не менее 6 мм;
- расстояние между нитками спирали в осях должно быть не менее 40 мм, не более 1/5 диаметра сечения ядра обоймы, охваченного спиралью, и не более 100 мм;
- спирали должны охватывать всю рабочую арматуру колонны.

Углы усилившей колонны скалывают от бетона до арматуры, спираль навивают по этим стержням с креплением к дополнительным вертикальным стержням, устанавливаемым около каждой грани колонны. Толщина обоймы определяется диаметром ядра внутри спирали, но принимается не менее 70 мм.

При невозможности выполнения замкнутой обоймы (примыкание колонны к стене) усиление колонн может производиться односторонним, двусторонним или трехсторонним наращиванием (рубашками). Армирование наращиваний состоит из продольной и поперечной арматуры. Особое внимание следует уделять анкеровке поперечной арматуры по концам поперечного сечения наращиваний. При усилении колонн хомуты должны привариваться к хомутам усиливаемой колонны.

Расстояние между существующей и дополнительной арматурой обеспечивается приваркой последней к стержням первой через коротыши или через специальные приварки – «утки»-отгибы, косые хомуты, прямые хомуты и соединительные планки; приварка производится через 500...1000 мм по длине стержня швами длиной 50...100 мм.

Усиление центрально сжатых железобетонных элементов можно проводить наклейкой по периметру колонн и стоек углепластиковых холстов (см. рис. 5.3, и), создающих «эффект обоймы» по типу косвенного армирования, что позволит увеличить прочность бетона как минимум на 40%. Перед наклейкой необходимо подготовить поверхность бетона пескоструйной очисткой или шлифованием. Бетон должен быть чистым, без пятен от масел и смазок, сухим, без цементного молочка и слабых мест, также необходимо отшлифовать углы колон под радиус не менее 10 мм. Холсты при установке на конструкции утапливаются в полимерный клей – матрицу, обеспечивающую их плотное прилегание к поверхности. Для наклейки используются специальные эпоксидные составы, обеспечивающие надежное сцепле-

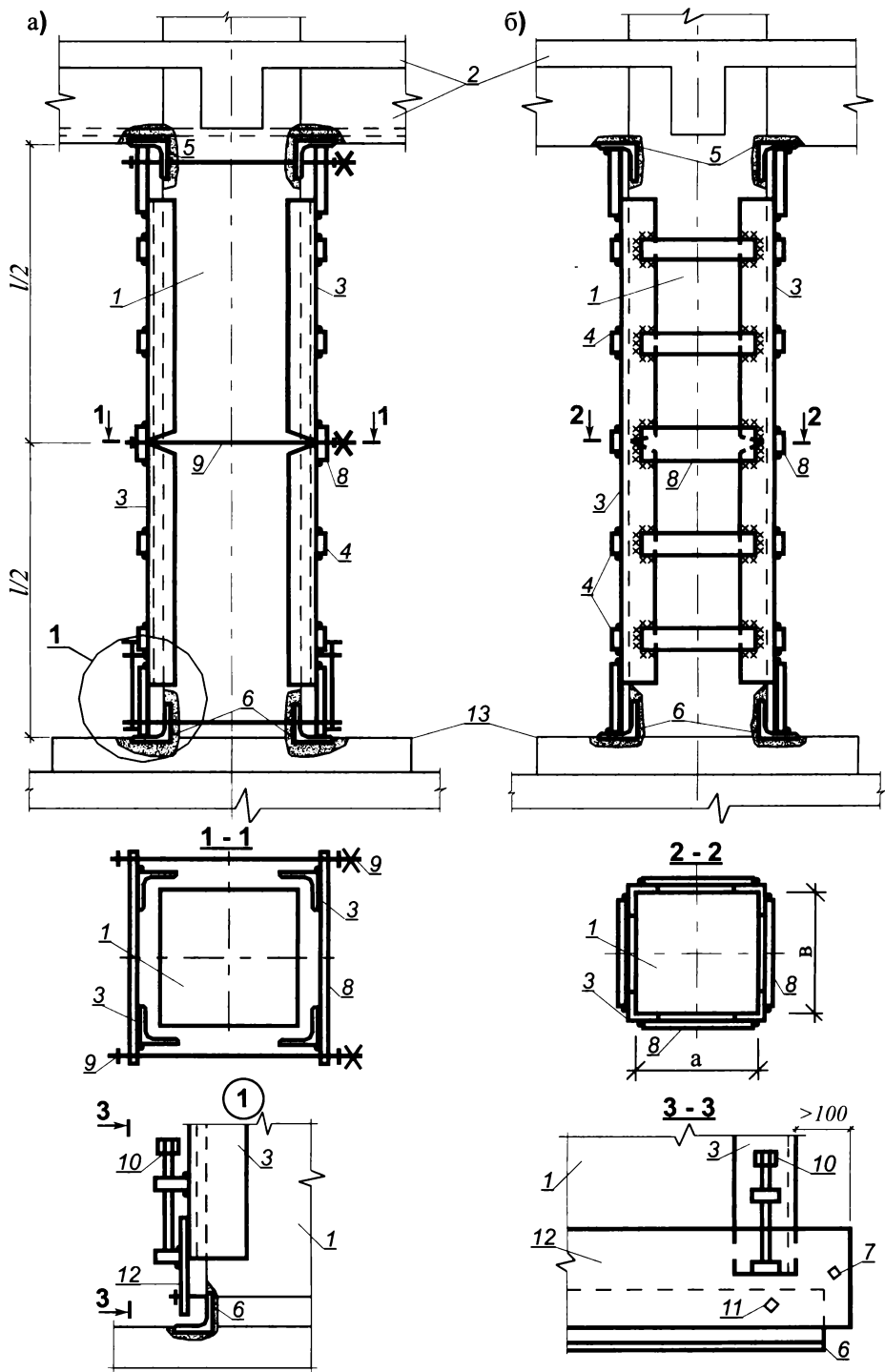
ние с основанием. Нанесение эпоксидного клея на влажные поверхности осуществляется при помощи специальных грунтовок на основе водной дисперсии эпоксидной смолы, разработанной швейцарской компанией (Sika®). В зависимости от количества наклеиваемых слоев углеродной ткани несущая способность колонн может быть восстановлена в первоначальном объеме либо увеличена. Материалы и технологии осуществления усиления с использованием углепластиков приведены в прил. 15.

При усилении центрально- и внецентренно сжатых колонн под нагрузкой рекомендуется устраивать предварительно напряженные металлические распорки (рис. 5.17). Конструкция распорки состоит из двух уголков (минимум уголок № 75), связанных между собой приваренными соединительными планками из листового металла. Вверху и внизу каждого уголка распорки необходимо приварить специальные планки, посредством которых распорка передает нагрузку при монтаже, натяжении и эксплуатации на упорные уголки «воротника». Упорные планки распорок выполняются из полосовой или листовой стали и должны быть не тоньше 15 мм, а по площади соответствовать сечению распорок. Планки выступают за грани уголков распорок на 100...120 мм и имеют в выпусках отверстия для пропуска монтажных болтов.

Монтаж распорок производят с перегибом их в середине высоты. Для облегчения перегиба в боковых полках уголков необходимо предусмотреть вырезы. Площадь поперечного сечения распорок в этих местах возмещается приваркой специальных планок, которые одновременно используют для установки натяжных болтов. Смонтированные и плотно подогнанные распорки имеют перегибы. Для создания предварительного напряжения сжатия распорки необходимо выпрямить после их монтажа, т.е. придать им вертикальное положение и обеспечить плотное прилегание к усиливаемой колонне. Достигается это посредством закручивания гаек натяжных болтов, а также выравниванием поверхности колонны. Величина прогиба в середине длины распорок определяется в зависимости от требуемого преднапряжения. За оптимальную величину предварительного напряжения распорок рекомендуется принимать $6...8 \text{ кН/см}^2$. Преднапряжение в обойме можно также осуществить термическим способом, нагревая планки до температуры 100...120 °С.

К недостаткам приведенного способа преднапряжения металлической обоймы следует отнести отсутствие точного контроля преднапряжения в обойме при включении ее в работу, в связи с чем приходится выбирать сечение обоймы конструктивно с запасом. При использовании технического решения по авторскому свидетельству [46], включив в конструкцию металлической обоймы специальный упорный элемент, служащий для создания преднапряжения в ветвях обоймы, можно добиться экономии металла и упростить технологию ее изготовления.

Несущая способность колонн, усиленных преднапряженными распорками, повышается, так как распорки и колонна работают совместно. Совместность работы достигается предварительным напряжением распорок, которое разгружает колонну на величину, равную созданному в распорках усилию сжатия. Для внецентренно сжатых колонн, если в момент усиления на колонну действует полная нагрузка, это усилие равно $N_{расн.} = \sigma_{sp} A_{ss}$. Распорки могут проектироваться односторонними, устанавливаемыми только в сжатой зоне, и двусторонними. При устройстве двусторонних распорок во внецентренно сжатых колоннах распорки, установленные в растянутой зоне, в расчете не учитываются.



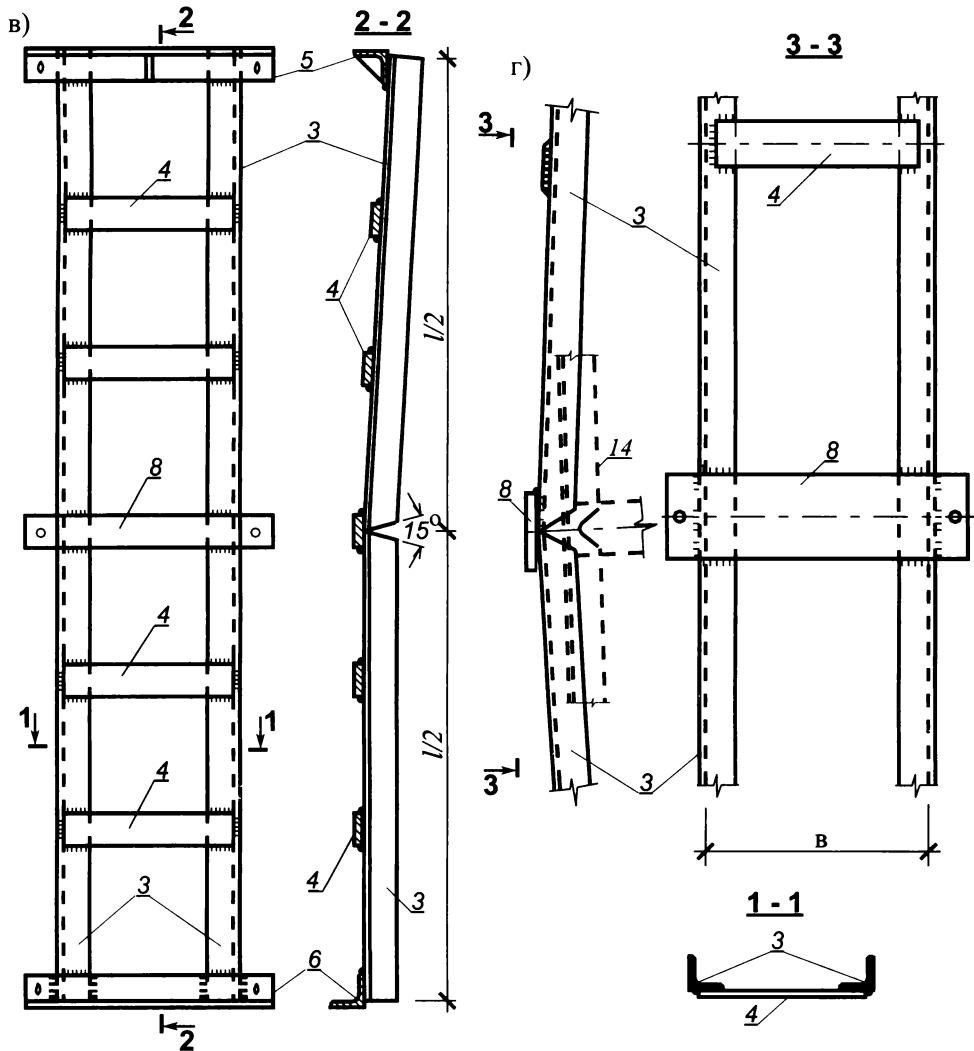


Рис. 5.17. Усиление колонн предварительно напряженными распорками (стойками):
а – в стадии монтажа; *б* – в рабочем положении; *в* – конструкция одной распорки; *г* – деталь среднего узла; 1 – усиливаемая колонна; 2 – конструкция перекрытия; 3 – уголки распорок (стойки); 4 – соединительные планки; 5 – верхний упорный уголок; 6 – нижний упорный уголок; 7 – монтажная шпилька; 8 – центральная планка для натяжения болтов в месте перегиба распорок; 9 – стяжной болт; 10 – регулировочный болт; 11 – стопорный болт; 12 – упорная стальная пластина толщиной не менее 15 мм; 13 – фундамент; 14 – распорка в проектном положении

Для внецентренно сжатых колонн прямоугольного сечения, усиленных предварительно напряженными распорками, расчетная схема приведена на рис. 5.18. Условие прочности имеет вид [14, п. 3.20]

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot z_s + \gamma_{ss} \cdot \gamma_{srl} \cdot R_y \cdot A'_{ss} \cdot z_{ss}, \quad (5.7)$$

где R_y , A_{ss} , z_{ss} – соответственно расчетное сопротивление, площадь сечения и расстояние до центра тяжести уголков, расположенных в сжатой зоне сечения;

$\gamma_{ss} = 0,9$ – коэффициент условий работы распорок, установленный Н.М. Онуфриевым [27];

γ_{sr1} – коэффициент условий работы, учитывающий степень разгрузки усиливаемой конструкции и определяемый по [14, п. 6.28].

Высота сжатой зоны x определяется из суммы проекций всех внешних сил и внутренних усилий на ось элемента:

→ при больших эксцентриситетах ($\xi \leq \xi_R$ и $e_o > 0,3 h_o$)

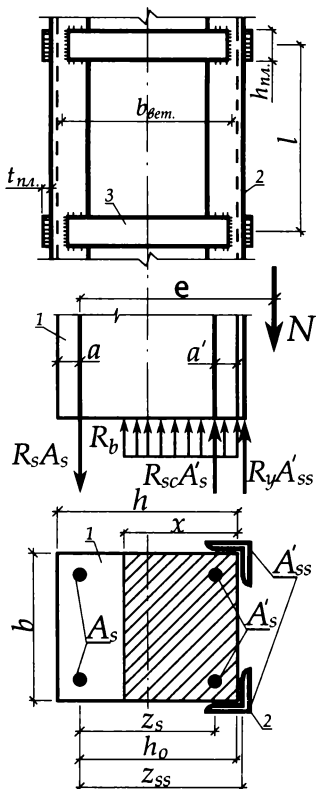
$$N + R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x - R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_{ss} \cdot \gamma_{sr1} \cdot R_y \cdot A'_{ss} = 0; \quad (5.8)$$

→ при малых эксцентриситетах ($\xi > \xi_R$ и $e_o \leq 0,3 h_o$)

$$N + \sigma_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x - R_{sc} \cdot A'_s - \gamma_{ss} \cdot \gamma_{sr1} \cdot R_y \cdot A'_{ss} = 0, \quad (5.9)$$

где для бетонов класса В30 и ниже и ненапрягаемой арматурой классов А240...А400 (А-I, А-II, А-III)

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x/h_o}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (5.10)$$



В формулах (5.7...5.10):

R_y – расчетное сопротивление металла распорок [8];

e – эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести растянутой или наименее сжатой арматуры колонны (рис. 5.18), определяемый по формуле

$$e = e_o \eta + 0,5 h - a, \quad (5.11)$$

где $e_o = M/N$;

η – коэффициент, учитывающий влияние прогиба на значение эксцентриситета e_o , определяемый по [14, п. 3.6, 3.24] при гибкости $l_o/i > 14$.

Предварительно определяют площадь поперечного сечения двух уголков, расположенных в сжатой зоне, по формуле

$$A'_{ss} = N_{don} / (\gamma_{ss} \gamma_{sr1} R_y). \quad (5.12)$$

Далее по сортаменту подбирается номер уголков, при этом при больших эксцентриситетах полученную по формуле (5.12) площадь сечения уголков увеличивают в 1,5 раза. Дополнительную продольную силу N_{don} определяют по формуле

$$N_{don} = N_{max} - N_U, \quad (5.13)$$

где N_{max} , N_U – соответственно расчетная нагрузка на колонну, которая будет действовать после усиления, и нагрузка, действующая до усиления.

Рис. 5.18. Расчетная схема ж/б колонны, усиленной распорками: 1 – колонна; 2 – распорки; 3 – поперечные планки

Поперечные соединительные планки (рис. 5.18, поз. 3) рассчитываются как элементы безраскосных ферм:

– на силу, срезающую планки, $F = Q_s l / b_{вет.}$;

– на момент, изгибающий планку в ее плоскости, $M = Q_s l / 2$,

где $Q_s = Q_{fic} / 2$ – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;

l – расстояние между осями планок, принимаемое не более b , h , 500 мм или $40i$, где i – радиус инерции ветви (уголка);

$b_{вет.}$ – расстояние между осями ветвей распорки;

$Q_{fic} = 0,2 A_{ss}$ – фиктивная поперечная сила (кН) продольного изгиба, принимаемая постоянной по всей длине стержня в зависимости от его сечения для стали с $R_y < 290 \text{ МПа}$; здесь A_{ss} в см^2 .

Толщина планок принимается не менее $t_{пл.} = 6 \text{ мм}$ и определяется их ширина по формуле

$$h_{пл.} = 6 \cdot M / (t_{пл.} \cdot R_y). \quad (5.14)$$

Назначаются длина l_{wf} и катет k_f сварных швов на торцах планок по [8] и проверяется условие прочности по формуле

$$\tau^2 + \sigma^2 \leq 0,7 \cdot R_{wf}, \quad (5.15)$$

где $\tau = F / (0,7 \cdot k_f \cdot l_{wf})$ – напряжения от среза;

$\sigma = 6 \cdot M / (0,7 \cdot k_f \cdot l_{wf}^2)$ – напряжения от изгиба.

Если преднапряжение в распорках осуществляется изломом ветвей (см. рис. 5.17, в), необходимо проверить устойчивость распорок при монтаже, определяя гибкость по формуле

$$\lambda = 0,5 H / i, \quad (5.16)$$

где H – высота колонны; i – радиус инерции ветви (уголка). Далее по [8] определяется коэффициент φ и возможное предельное напряжение в ветви $\sigma_U = R_y \varphi$.

Усиление существующих консолей колонн может производиться металлическими конструкциями по схемам на рис. 5.19, а также накладными и горизонтальными преднапряженными тяжами (см. рис. 5.15), преднапряжение в которых осуществляется стягиванием ветвей хомутов. Хомуты устанавливаются горизонтально по периметру консоли.

При использовании решения, приведенного на рис. 5.19, а, опоры из швеллеров привариваются к оголенной рабочей арматуре колонны с последующим восстановлением защитного слоя. На опоры устанавливаются столики из швеллеров, которые объединяются стяжными болтами. Включение в работу осуществляется подклинкой. Данный способ достаточно трудоемкий и материалоемкий и можно применить способ, приведенный на рис. 5.19, б, где усиление консоли проводится установкой двусторонних стальных пластин $\delta = 20 \text{ мм}$ (поз. 10), которые крепятся к колонне при помощи стальных шпилек $\varnothing 20 \text{ мм}$ (поз. 11). Шпильки устанавливаются в заранее просверленные отверстия $\varnothing 25 \text{ мм}$ на эпоксидном компанауде (одна часть смолы ЭД-20 и две части цемента). Для исключения проникновения жидкостей между пластинами и колонной и последующей коррозии на пластины перед монтажом наносится полимерная мастика на смоле ЭД-20 или на другой термореактивной смоле. Отвердитель в смолу добавляется за 30...40 мин до нанесения компанауда на пластины и введения его в отверстия. Включение элементов усиления в работу производится подклинкой.

Приведенные способы усиления консолей колонн металлоемки и достаточно трудны в изготовлении. Кроме этого необходимо выполнять защитные антикоррозионные покрытия стальных элементов усиления, а также повышать огнестойкость конструкций.

С целью снижения трудоемкости работ по усилению консолей можно применить решение по усилению без использования металла (рис. 5.19, в). Высокие прочностные характеристики и модуль упругости углепластиковых холстов и простота выполнения позволит выполнить усиление в сжатые сроки. Имеется возможность наклеивать углепластиковые холсты (поз. 13) под углом друг к другу вдоль действия основных усилий. Наклеивание холстов производится на предварительно подготовленную поверхность по технологии и материалами, приведенными в прил. 15.

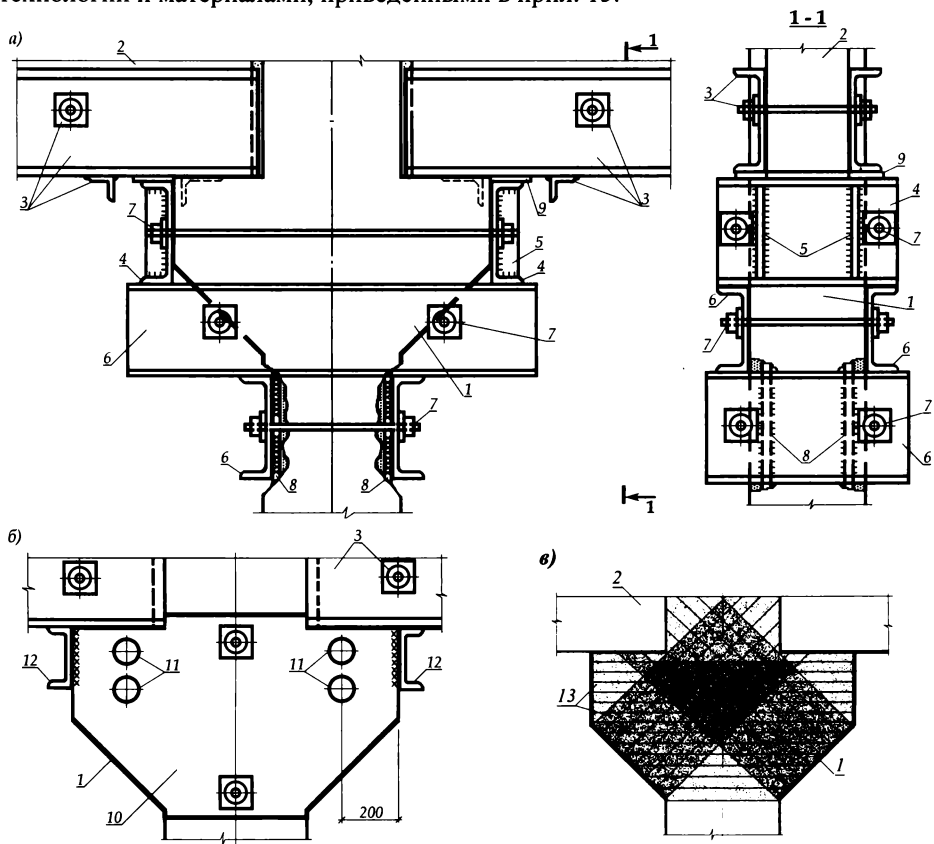


Рис. 5.19. Усиление консолей железобетонных колонн:

а – подведение опорных столиков из швеллеров; **б** – установка стальных листов; **в** – наклейка углепластиковых холстов; **1** – усиливаемая консоль; **2** – ригели перекрытия; **3** – элементы усиления ригелей; **4** – столик из швеллера; **5** – ребра жесткости; **6** – опоры столиков из швеллера, приваренные к оголенной арматуре колонны; **7** – стяжные болты; **8** – оголенная рабочая арматура колонны; **9** – пластины-клинья для включения столиков в работу; **10** – стальные листы, очищенные от окалины, обезжиренные ацетоном и установленные на полимеррастворе; **11** – дополнительные анкера (шпильки), устанавливаемые на полимеррастворе в высверленные в колонне отверстия и приваренные к листам; **12** – увеличение консоли швеллером, приваренным к стальным листам; **13** – углепластиковые холсты

Усиление колонн, имеющих местные разрушения или требующих устройства на колонне упоров (консоль) для опирания конструкций усиления, рекомендуется производить железобетонными обоймами, армированными хомутами или спиралью, а также (при больших консольных выносах упора) рабочей арматурой консоли в виде усиленных хомутов и наклонных стержней. Необходимая высота обоймы должна составлять за пределами усиливаемого участка не меньше 5 толщин обоймы, не меньше ширины большей грани колонны и не меньше 40 см, а армирование - хомутами диаметром не менее 6 мм с шагом не более толщины обоймы (рекомендуется армирование не менее 1% сечения обоймы). Спиральное армирование устанавливается аналогично приведенному ранее решению. При устройстве упора необходимая площадь поверхности скольжения обоймы по поверхности колонны может быть определена по условному сопротивлению бетона колонны на срез.

5.9. Технические решения по усилению стропильных ферм

При выполнении реконструкции зданий может возникнуть необходимость усиливать стропильные фермы в связи с их техническим состоянием или увеличением нагрузок. Усиление ферм можно проводить как в целом, так и их отдельных элементов и узлов. Усиление ферм в целом осуществляется шарнирно-стержневой цепью (см. рис. 5.13) или шпренгельными системами (см. рис. 5.4, в). Способы усиления отдельных элементов ферм (поясов, решетки) разделяются в зависимости от действующего в них усилия.

Усиление растянутых железобетонных элементов проводится металлическими затяжками (рис. 5.20). Наиболее эффективны преднапряженные затяжки. Предварительное напряжение затяжек можно создавать механическим, термомеханическим и электро-термическим способами. Затяжки усиления можно выполнять из арматурной стали классов А240...А600 (А-I, А-II, А-III и А-IV), круглого и периодического профиля, диаметром 12...36 мм, а в некоторых случаях из профильной стали. Анкерные устройства затяжек (рис. 5.20, поз. 3, 4, 7) на промежуточных узлах верхнего и нижнего поясов крепятся к конструкции обжимными (стяжными) болтами (поз. 6) диаметром 16...20 мм. Величина усилия в каждом болте принимается не менее 1 т. Опорные пластины анкерных устройств принимают толщиной 12...24 мм. При больших усилиях жесткость пластин увеличивают постановкой ребер жесткости. Предварительное натяжение стержней затяжек усиления принимается исходя из создания в них напряжения не менее 70% их расчетного сопротивления. Контроль величины усилия в затяжках осуществляется по общему удлинению. При необходимости усиления только нижнего пояса ферм осуществляют установку горизонтальных преднапряженных затяжек из швеллеров с боков нижнего пояса. Преднапряжение затяжек для включения их в совместную работу с фермой может выполняться путем отжатия швеллеров от нижнего пояса.

Усиление сжатых элементов фермы выполняется железобетонными обоймами (см. рис. 5.3, д), бандажами из углепластиковых холстов (см. рис. 5.3, и), рубашками и одно- или двусторонними наращиваниями (см. рис. 5.12, б), металлическими обоймами, металлическими предварительно напряженными распорками (рис. 5.17) и шпренгельными системами (см. рис. 5.4, в) аналогично усилению других сжатых элементов. Минимальная толщина обоей, рубашек и наращивания принимается 60 мм, класс бетона не менее В25. Рабочую арматуру в обоймах, рубашках и наращиваниях следует принимать диаметром 12...25 мм, поперечную арматуру в наращиваниях, применяемую для крепления рабочей арматуры к усиливаемому элементу, – 10...25 мм. Конси-

стенция бетона для конструкции усиления принимается с осадкой конуса 5...10 см. Бетон рекомендуется готовить на обычном портландцементе.

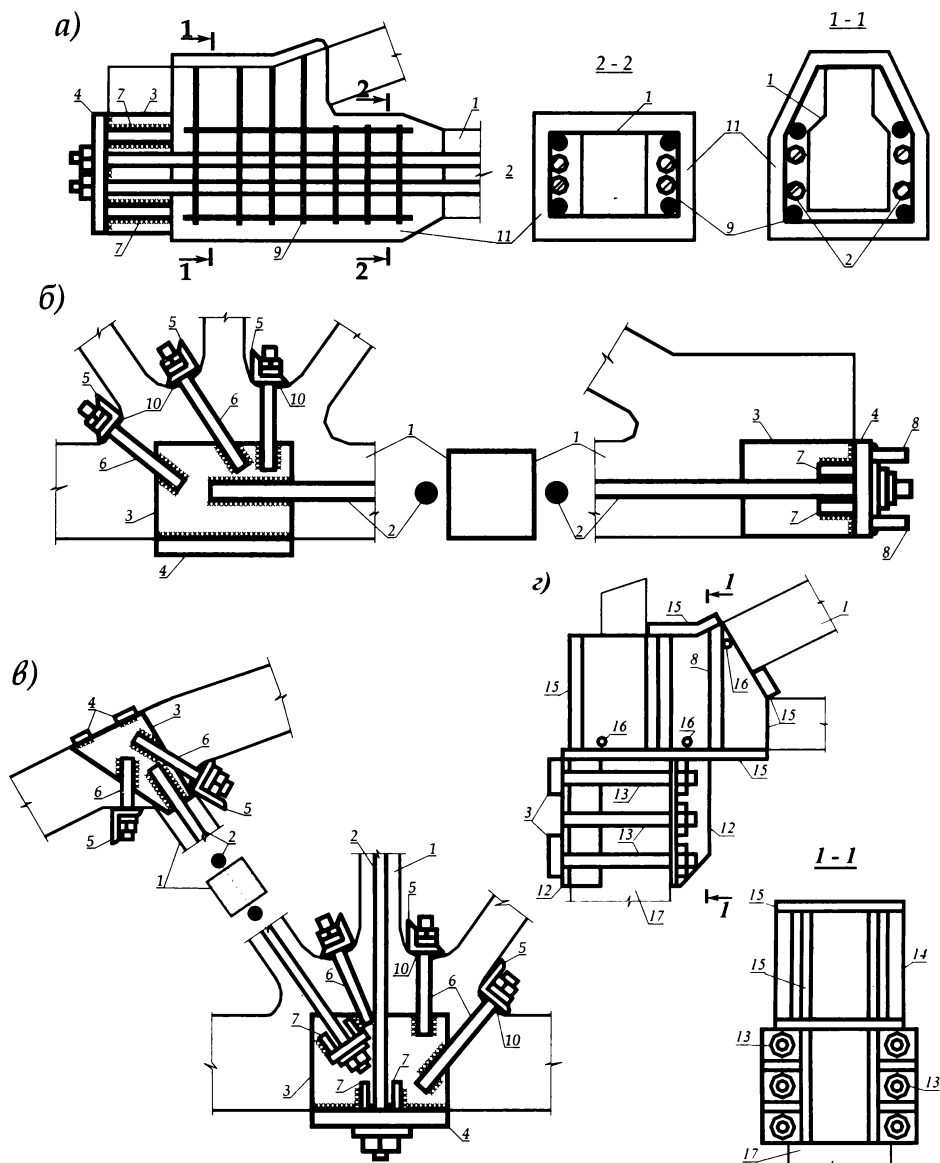


Рис. 5.20. Усиление растянутых элементов железобетонных стропильных ферм:
а, б – усиление нижнего пояса ; **в** – усиление раскосов и стоек; **г** – усиление опорных узлов;
1 – усиливаемые элементы; **2** – затяжки; **3** – боковые пластины; **4** – опорные пластины;
5 – уголки; **6** – стяжные болты; **7** – упорные пластины; **8** – ребра жесткости; **9** – дополни-
 тельная продольная и поперечная арматура; **10** – цементный раствор; **11** – бетон класса В25;
12 – упорные уголки; **13** – тяжи; **14** – упорные швеллеры; **15** – пластины стальной обшивки;
16 – отверстия диаметром 30...40 мм для нагнетания цементного раствора; **17** – колонна

Наиболее эффективны обоймы с предварительно напряженными ветвями из металлических уголков, что дает возможность немедленно включить их в совместную работу с усиленной конструкцией и разгрузить усиливаемый элемент. Ветви металлических обойм могут устанавливаться по всей длине элемента с упором в узлы ферм или только на ослабленные участки. Ветви обойм выполняют из профильной стали, а планки (хомуты) – из листовой или арматурной стали классов А240...А400(А-I, А-II, А-III). Для включения металлических обойм в работу величина предварительного напряжения принимается $4...6 \text{ кН/см}^2$. Конструкция металлических обойм приведена на *рис. 5.17*.

Усиление узлов фермы осуществляется металлическими предварительно напряженными хомутами, обоймами из листовой стали (*рис. 5.20, з*). Помимо стальных элементов усиление узлов можно осуществлять бандажами из углепластиковых холстов по аналогии с решением, приведенным на *рис. 5.19, в*.

Применение любых способов усиления требует выполнения работ, связанных с очисткой поверхности конструкции от разрушившегося бетона и продуктов коррозии, и восстановления защитного слоя бетона по рекомендациям, приведенным в п. 5.12 и прил. 18.

5.10. Технические решения по усилению балконов и лестниц

Конструкции балконов, подлежащих ремонту или усилению, разделяются на два вида: плитные и балочные. Плитные балконы состоят из железобетонных плит, консольно заделываемых в кирпичную стену на уровне междуэтажного перекрытия, балочные – из железобетонных или металлических балок длиной 1200 мм, заделываемых в кирпичную стену консольно, и железобетонных плит, опирающихся на балки.

Восстановление и усиление конструкций балконов способом наращивания сверху железобетоном производят тогда, когда это позволяют отметки помещений, в которые ведут балконные двери, в виде укладки дополнительной арматуры и слоя бетона не менее 50 мм, с заведением набетонки в глубь кирпичной стены на 250...300 мм.

В случае невозможности устройства наращивания железобетоном применяют способы усиления, приведенные на *рис. 5.21*.

Установку подвесок из круглой стали (*рис. 5.21, а*) проводят для усиления плитных балконов. Обрамление из уголков (поз. 3) необходимо заводить в стену. Устанавливают анкера (поз. 6) в стену, которые шарнирно соединены с подвеской. Включение в работу устройства осуществляется при помощи стяжных муфт (поз. 5). Растягивающее усилие в подвеске (поз. 4) можно определить по формуле $N = P/\sin\alpha$, где α – угол наклона подвески. Сила P определяется от дополнительной нагрузки, которую необходимо передать на элементы усиления. После этого подбирается сечение подвески по [8, 52] с учетом коэффициента условий работы $\gamma_c = 0,9$. Для включения в работу с помощью стяжной муфты (поз. 5) создается преднапряжение в подвеске величиной $1,2R_s$, для учета потерь преднапряжения.

Для усиления плитных балконов применяют также установку подкосов из профильного металла (*рис. 5.21, б*). При этом устанавливаются консольные балки (поз. 7) из прокатного металла, в которые упирается подкос (поз. 8). Консольная балка заделывается в кирпичную стену и опирается на стальной уголок (поз. 9). Включение в работу осуществляется при помощи домкратов.

В случае невозможности устройства подкосов применяют балочные клетки из прокатного металла, консольно заделанные в стену (*рис. 5.21, в*). Включение в работу этой конструкции осуществляется при помощи подклинки разгружающих балок (поз. 13), вы-

полняемой стальными клиновидными пластинами. Подклинку можно выполнять, когда прочность бетона (поз. 12), которым заполняются ниши в стене, достигнет проектной.

Усиление или ремонт балконов балочного типа проводят в зависимости от состояния консольных балок и плиты. При неудовлетворительном состоянии балок их усиливают аналогично способам усиления стальных и железобетонных балок, при этом особое внимание уделяют месту заделки балок в стену. Усиление балок можно выполнять и способами, приведенными на *рис. 5.21*. Ремонт плит настила осуществляют восстановлением бетона защитного слоя оштукатуриванием по сетке, предварительно удалив разрушившийся бетон и очистив арматуру от ржавчины. Если ремонт невозможен в связи с большим количеством разрушений в плите (коррозия арматуры, разрушение сжатого бетона), проводят смену плит настила на новые шириной 0,4 м. Укладывают две или три плиты длиной 2,1 или 3,3 м.

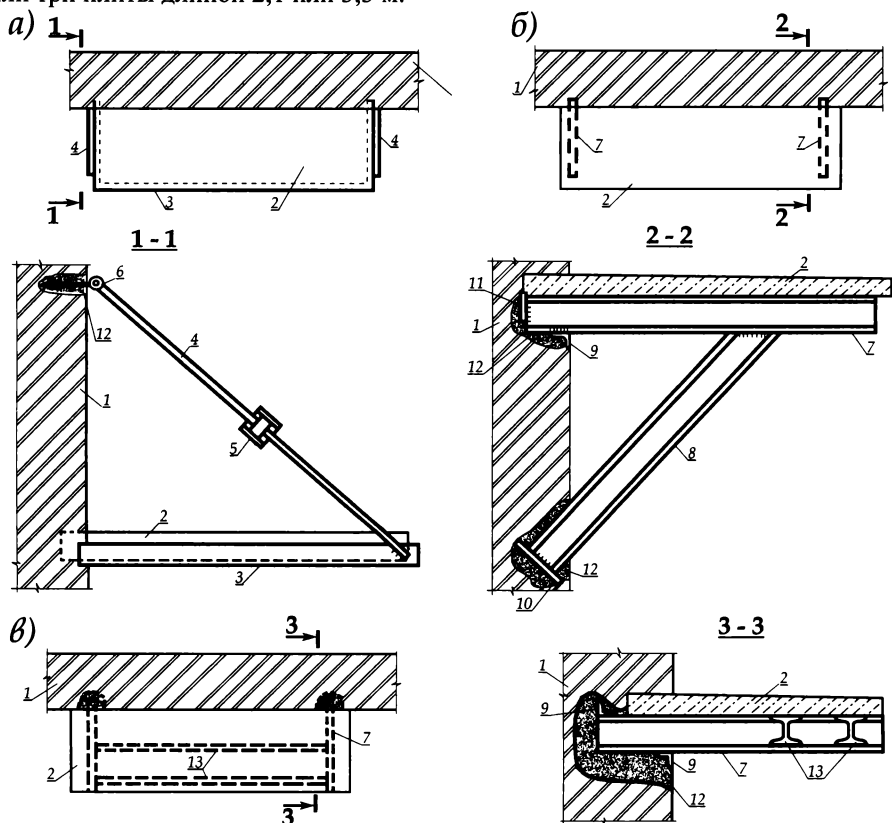


Рис. 5.21. Усиление балконных плит и козырьков:

а – установка подвесок; *б* – установка подкосов из прокатного металла; *в* – подведение консоли и разгрузочных балок из прокатного металла; 1 – стена; 2 – балконная плита (козырек); 3 – обрамление из уголка с заделкой в стену; 4 – подвеска из арматурной стали, приваренная к обрамлению из уголка и соединенная с анкером; 5 – стяжная муфта; 6 – анкер с кольцом на конце, установленный на растворе в просверленное в кладке отверстие; 7 – консоль из прокатного металла (двутавр, швеллер); 8 – подкос консоли из прокатного металла (двутавр, швеллер); 9 – опорный уголок; 10 – опорная пластина; 11 – анкерная пластина; 12 – ниша в стене (после установки подкосов заполняется бетоном); 13 – разгрузочные балки из прокатного металла

При устройстве пола балкона надо очень тщательно укладывать гидроизоляционный материал между двумя цементными стяжками, а также продумать систему стока воды с балкона и оборудовать края балкона капельниками (слезниками), чтобы предотвратить подтеки по стене.

Ремонт лестниц осуществляют, максимально используя существующие конструкции. При хорошем состоянии косоуров и балок дефектные ступени восстанавливают, заделывая выбоины и сколы цементным раствором с добавлением мраморной крошки. На сильно изношенные ступени надевают так называемые декоративные рубашки. Это решение возможно, если несущие конструкции способны нести дополнительную нагрузку. При значительных повреждениях большей части ступеней, сквозных трещинах, расколах и т.п. марши перекладывают, заменяя их сборными железобетонными деталями. Замену лестниц целесообразно проводить, используя крупноразмерные сборные элементы – железобетонные марши с косоурами и ступенями. Однако применение таких конструкций при проведении реконструкции зданий не всегда возможно. Для этих случаев разработан сортамент сборных конструкций обычных и складчатых маршей с различными размерами в горизонтальной проекции и по высоте.

Стальные косоуры и балки лестничных площадок, не обладающие достаточной жесткостью, усиливают способами усиления стальных конструкций (см. разд. 3). Чаще всего применяют способы усиления увеличением поперечного сечения конструкций или устройства разгружающих балок или косоуров, располагая их рядом с усиливаемыми.

Для усиления железобетонных лестничных площадок помимо способов усиления увеличением сечений (наращивания сжатой или растянутой зон) можно применить способ, приведенный на рис. 5.22. Подведение разгружающих стальных балок, которые соприкасаются с усиливаемой плитой на всей длине, позволяет снизить проявившийся прогиб плит и быстро провести работы по усилению площадочной плиты.

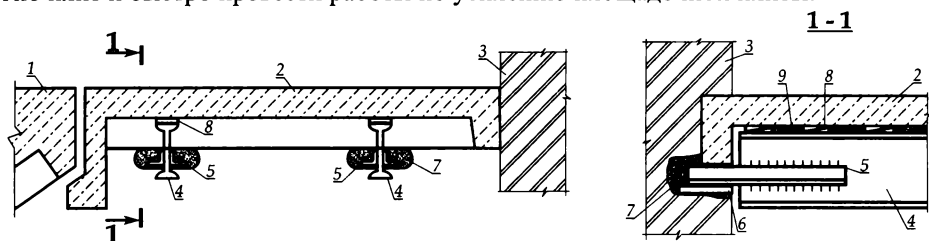


Рис. 5.22. Усиление железобетонных лестничных площадок:

- 1 – лестничный марш; 2 – лестничная площадка; 3 – стена; 4 – разгружающие балки (двутавр, швеллер); 5 – опорные уголки, привариваемые к разгружающим балкам; 6 – опорные пластины; 7 – ниши в стенах (после установки разгружающих балок заполняются раствором); 8 – металлические пластины-клинья для включения балок в работу; 9 – швы, заполненные раствором

5.11. Способы создания предварительного напряжения при усилении железобетонных конструкций

При разработке проектов усиления несущих конструкций следует отдавать предпочтение способам, основанным на включении в элементы усиления предварительно напряженных металлических стержней или профилей. Такие элементы имеют

ряд преимуществ: уменьшение объема работ, выполняемых на месте; исключение мокрых процессов; минимальные сроки и проведение усиления без снятия действующей временной нагрузки.

Дополнительная преднапряженная арматура, применяемая для усиления изгибаемых элементов, может иметь шпренгельное или горизонтальное очертание. Создание преднапряжения в таких элементах осуществляется механическим, термомеханическим или электротермическими способами.

Способы, приведенные на *рис. 5.23, а, б, д*, основаны на том, что один конец горизонтального стержня усиления закрепляется на усиливаемой конструкции. Закрепление можно проводить как непосредственно к рабочей арматуре конструкции, так и через анкерные устройства при помощи сварки. Второй конец остается свободным. После этого стержень включают в электрическую цепь и нагревают до расчетной температуры (не выше 350...400 °С). Свободный конец прижимают к анкерному устройству и приваривают. Во время сварки и до полного остывания шва поддерживают постоянную расчетную температуру. Если к концу стержня (*рис. 5.23, б*) заранее приварить упорную шайбу (поз. 5), а в анкере предусмотреть упоры (поз. 7), то после нагрева можно зафиксировать полученное удлинение вилочной шайбой, толщина которой равна требуемому удлинению стержня.

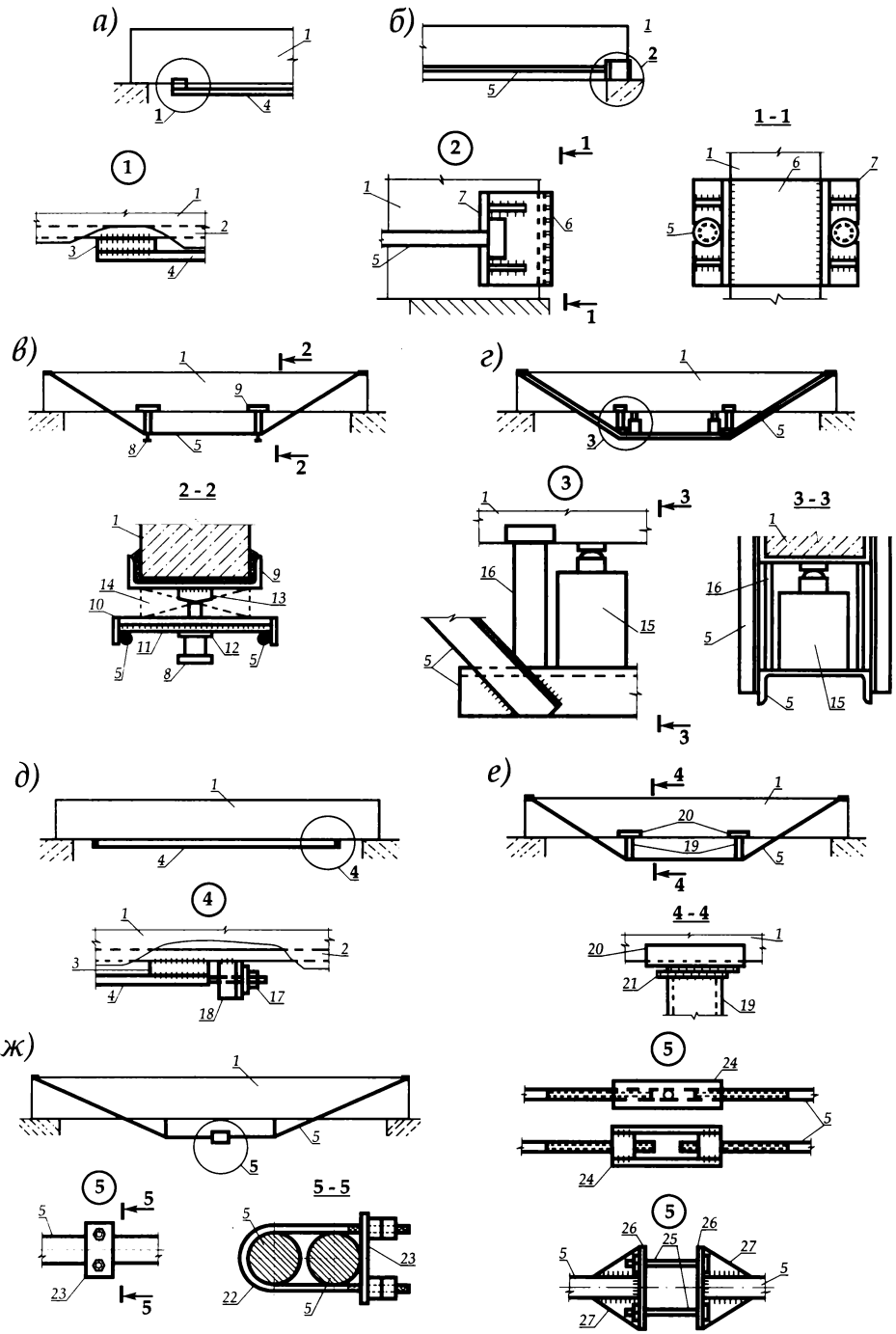
Конструкция анкерных устройств зависит от вида стержней, места их закрепления на конструкции. Рациональными можно считать устройства, установка которых требует незначительных операций, связанных с нарушением структуры существующих конструкций и выполняемых с минимальными затратами труда. Для уменьшения потерь преднапряжения от деформаций анкеров они должны быть жесткими. Если торцы конструкции свободны, анкерные устройства устанавливают на цементном растворе на торцы (*рис. 5.23, б, поз. 6, 7*). Если анкеры невозможно поместить на торцы, их приваривают к арматуре (*рис. 5.23, а, д*). Тогда при установке защитный слой удаляют на требуемом участке в приопорных зонах и через коротыши или металлические пластины приваривают арматурные стержни усиления (поз. 5) или анкеры (поз. 3, 18).

Расчет анкерного устройства вилочного типа, подбор температуры, требуемого удлинения и технология работ по созданию преднапряжения в горизонтальных стержнях по способам (*рис. 5.23, а, б, д*) приведен в прил. 2.

При отсутствии трансформаторов необходимой мощности преднапряжение в стержнях усиления можно выполнить термомеханическим способом. Для этого к концам стержней приваривают натяжные болты с гайками (*рис. 5.23, д, поз. 17*). Стержни с одной стороны приваривают к анкеру или арматуре, а свободные концы с болтами закладывают между упорами противоположного анкера. Подтягиванием гаек ликвидируют люфты. После этого стержни натягивают болтами, а для облегчения натяжения их подогревают бензорезами, что дает возможность вручную закрутить гайку на требуемое расстояние. Полученное удлинение можно определить, зная шаг резьбы болта и количество полных оборотов гайки. При двух стержнях усиления на одной конструкции подтягивание необходимо проводить синхронно. Подогрев стержня проводят на коротком участке равномерно. Температуру нагрева можно контролировать термокарандашом.

Предварительное напряжение шпренгельной системы усиления для более точного контроля осуществляется термомеханическим или механическим способами. При термомеханическом способе натягивают обычно горизонтальный участок шпренгеля. Производится это при помощи стяжной муфты (*рис. 5.23, ж, поз. 24*) или болтового соединения (*рис. 5.23, ж, поз. 25...27*), включенных в горизонтальный участок стержня. Натяжение производить легко при условии одновременного нагрева стержней. Помимо

этого можно использовать специальные хомуты (рис. 5.23, ж, поз. 22, 23) из болтов и планок. Преднапряжение осуществляется стягиванием стержней усиления (поз. 5).



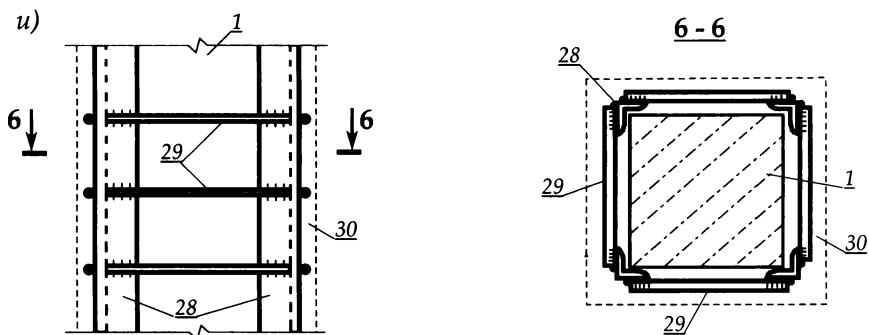


Рис. 5.23. Способы создания предварительного напряжения при усилении железобетонных конструкций:

а – приварка к оголенной арматуре элемента усиления нагретой затяжки; **б** – установка на упору нагретой затяжки; **в** – натяжение болтами; **г** – установка гидродомкратов между конструкцией и затяжкой; **д** – затяжка гаек; **е** – подклинка пластин-клиньев; **жс** – методом стягивания ветвей затяжек: стягивание хомутов, стягивание муфт, стягивание болтов; **и** – приварка нагретых планок; **1** – усиливаемая конструкция; **2** – оголенная арматура (классов А240...А400(А-I...А-III)); **3** – арматурные коротыши, приваренные к оголенной арматуре; **4** – затяжка усиления из арматурной стали класса А400(А-III), нагретая до 350...400 °С и приваренная к арматурным коротышам; **5** – затяжки с анкерными устройствами, выполненные из арматурной стали или прокатного металла, устанавливаемые в нагретом до 350...400 °С состоянии на упоры (**б**) или в обычном состоянии (**в, г, е, жс**); **6** – анкерное устройство, устанавливаемое на растворе; **7** – упоры, приваренные к анкерному устройству; **8** – натяжной болт; **9** – опорный швеллер; **10** – опорный лист; **11** – круглая прокладка, приваренная к опорному листу; **12** – гайка, сваренная в опорный лист; **13** – подкладка с шаровым гнездом; **14** – пакет стальных прокладок (устанавливается после натяжения затяжки); **15** – гидродомкрат; **16** – распорка из швеллера (устанавливается после натяжения затяжки); **17** – болт с гайкой, приваренной к затяжке; **18** – упор (после натяжения и приварки затяжки убрать); **19** – стойка; **20** – опорный швеллер; **21** – металлические пластины-клинья (после установки сварить между собой и с конструкцией усиления); **22** – стяжной хомут; **23** – планка хомута; **24** – стяжная муфта; **25** – стяжные болты; **26** – пластины с отверстиями для болтов, приваренные к ветвям затяжки; **27** – косынки; **28** – продольные уголки обоймы усиления колонны, установленные на цементном растворе и временно прижатые к колонне струбцинами или скрутками; **29** – поперечные планки усиления из арматурной стали или стальной полосы, приваренные к уголкам в нагретом до 350...400 °С состоянии; **30** – штукатурка из цементно-песчаного раствора по сетке

Предварительное напряжение в парных затяжках, стягиваемых при помощи хомутов (рис. 5.23, **жс**, поз. 22, 23, рис. 5.4, **в**, поз. 15), определяют в зависимости от тангенса угла наклона ветвей (поз. 5) *i* по формуле

$$\sigma_{sp} = \varepsilon \cdot E_s = (\sqrt{i^2 + 1} - 1) E_s \quad (5.17)$$

Значение *i* принимают без учета малых наклонов ($i \leq 0,01$), которые компенсируют первоначальное выпрямление стержней.

При механическом способе натяжение осуществляется при помощи установки стальных прокладок (рис. 5.23, **е**) или болтов, включенных в прокладки, устанавливаемых в местах перегибов шпренгельной арматуры между низом усиливаемой конструкции и арматурой усиления (рис. 5.23, **в**). При закручивании болта происходит оттягивание

стержней от низа конструкции. Введение болта применяется при пологих наклонных участках арматуры, когда незначительным усилием можно обеспечить достаточное предварительное напряжение в шпренгельной арматуре. Создание преднапряжения в ветвях затяжек возможно и способом оттягивания ветвей от усиливаемой конструкции при помощи домкратов, устанавливаемых в местах перегиба (рис. 5.23, з). Контролируют натяжение по удлинению стержня или по увеличению стрелы шпренгеля.

При усилении сжатых элементов предварительное напряжение обжатия (рис. 5.23, и) создают, нагревая планки (поз. 29) до температуры 350...400 °С, предварительно приварив один конец планки к ветви и временно прижав ветви (поз. 28) струбинами к колонне. Работы в этом случае необходимо вести одновременно с двух сторон колонны.

5.12. Восстановление защитного слоя бетона и защита железобетонных конструкций от коррозии

Железобетон – комплексный материал, в конструкциях из которого стальная арматура воспринимает обычно растягивающие напряжения, а бетон – сжимающие. В традиционных конструкциях бетон выполняет роль защиты арматуры от коррозии и высоких температур при возможном пожаре. Таким образом, в железобетонной конструкции с окружающей средой непосредственно соприкасается бетон. Поэтому многие случаи ранних повреждений железобетонных конструкций, связанные с коррозией арматуры, объясняются несоответствием их стойкости условиям эксплуатации, либо из-за недоучета условий эксплуатации при проектировании, либо из-за дефектов изготовления, в частности смещения арматуры за пределы допуска в толщине защитного слоя, недостаточной плотности бетона или большого разброса показателей проницаемости. Факторы, под влиянием которых происходит потеря бетоном защитных свойств, разделяются на *физические, химические и физико-химические*.

К **физическим факторам** относятся механические сколы бетона, эрозионный износ, периодическое нагревание и охлаждение, замораживание и оттаивание, приводящее к разрушению бетона в защитном слое и обнажению арматуры.

Химические и физико-химические воздействия среды на конструкцию проявляются двояко: либо они непосредственно разрушают бетон защитного слоя с последующим обнажением и коррозией арматуры, либо, не разрушая бетон непосредственно, настолько изменяют его жидкую фазу, что коррозия арматуры начинается внутри бетона. Агрессивность твердых и жидких сред по отношению к стальной арматуре железобетонных конструкций определяется доступом через трещины и пористую структуру защитного слоя бетона атмосферной влаги и растворов агрессивных солей (особенно хлорсодержащих) к поверхностям арматуры, в результате чего развиваются процессы коррозии арматуры. Одной из основных угроз для бетона является вода, она провоцирует процесс *карбонизации* (реакцию взаимодействия гидроокиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и угольной кислоты H_2CO_3 , которая образуется в ходе соединения диоксида углерода CO_2 и воды). В результате этого процесса понижается щелочной уровень (с pH 12,5 до 9,5) и бетон перестает служить защитой для стальной арматуры. При этом коррозия часто идет значительно быстрее, чем корродирует открытая стальная конструкция в тех же условиях воздействия среды. Образующиеся продукты коррозии стали занимают в 2...2,5 раза больший объем, чем слой прокорродировавшего металла, и поэтому давят на окружающий бетон, создавая в нем растягивающие напряжения, превышающие его прочность, в результате образуются трещины в защитном слое, ориен-

тированные вдоль корродирующих стержней, которые облегчают доступ агрессии к арматуре и ускоряют процесс коррозии. Под действием фильтрации через толщу бетона мягкой воды происходит вымывание составных частей бетона, в частности гидрата окиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Этот процесс называется *выщелачиванием* извести и приводит к снижению механической прочности бетона.

Основными показателями повреждений коррозионного происхождения, которые можно обнаружить при визуальном осмотре конструкций, являются:

- высолы на поверхностях бетона, выщелачивание;
- изменение окраски бетона;
- наличие пятен ржавчины;
- наличие и характер трещин на поверхностях конструкций – хаотично расположенных, продольных (вдоль расположения арматуры), поперечных и наклонных;
- отслоение защитных слоев бетона, обнажение и выпучивание арматурных стержней, ржавчина на их поверхностях, разрывы стальной арматуры;
- наличие сколов, шелушение поверхностей бетона, оголение заполнителя, потеря первоначальных геометрических очертаний сечений элементов конструкций;
- изменения окраски и потеря блеска защитных покрытий, отслоение от поверхности бетона, образование пузырей и т.п.

При разработке проектов реконструкции зданий необходимо предусматривать средства, обеспечивающие коррозионную стойкость бетонных и железобетонных конструкций в конкретных условиях эксплуатации.

В случае эксплуатации конструкций в неагрессивных средах и при отсутствии увлажнения допускается не предусматривать введение специальных добавок в состав бетона, предназначенного для усиления и ремонта при условии обеспечения марки по водонепроницаемости W4 [14], а также не предусматривать мер по вторичной защите поверхности железобетонных конструкций.

Коррозионная стойкость железобетонных конструкций обеспечивается средствами первичной и вторичной защиты.

Первичная защита предусматривает сочетание определенных требований, предъявляемых непосредственно к материалам, из которых изготавливается конструкция, и к самой конструкции. Реализация этих требований в процессе проектирования и изготовления конструкций максимально гарантирует длительную эксплуатационную пригодность. Первичная защита железобетонных конструкций в реконструируемых зданиях выполняется на весь период эксплуатации конструкции и осуществляется в процессе ремонта.

К мерам *первичной защиты* относятся:

- ➔ применение материалов повышенной коррозионной стойкости;
- ➔ применение добавок, повышающих коррозионную стойкость бетона и его защитную способность по отношению к стальной арматуре;
- ➔ снижение проницаемости бетона различными технологическими приемами;
- ➔ установление дополнительных требований при проектировании конструкций: по категории требований к трещиностойкости и предельно допустимой ширине раскрытия трещин, толщине защитного слоя бетона у арматуры, обеспечивающих сохранность арматуры.

Коррозионная стойкость бетона и железобетона существенно зависит от их проницаемости, основным показателем которой является марка бетона по водонепроницаемости, оцениваемая методами ГОСТ 12730.5. Ремонт железобетонных конструкций, в которых обнаружены механические повреждения в защитном слое или коррозия

арматуры, рекомендуется проводить с применением бетонов повышенной плотности и класса по водонепроницаемости – *W10...W16*, используя бетоны и смеси нового поколения с высокими эксплуатационными свойствами.

При применении ремонтных составов необходимо обеспечить совместимость материалов, характеризующую как равновесие по физическим (соответствие прочностных характеристик на сжатие, растяжение, сдвиг, модуль упругости, коэффициент температурного расширения и т.д.), химическим и электрохимическим свойствам и размерам, достигнутое между материалом, используемым для ремонта, и основой. Химическая совместимость материалов для ремонта и «старого» бетона основывается на соответствии их свойств по показателю pH, отсутствию в них химических веществ, вступающих во взаимодействие с составляющими цементного камня, заполнителей, стальной арматуры и пр.

Материалы и технология их применения, обеспечивающие первичную защиту бетона и арматуры при выполнении работ по усилению, ремонту и восстановлению защитного слоя, приведены в прил. 18.

Вторичная защита железобетонных конструкций должна осуществляться в соответствии с требованиями норм [5, 18]. Защита от коррозии поверхностей бетонных и железобетонных конструкций должна предусматриваться со стороны непосредственного воздействия агрессивной среды, имеет ограниченный срок службы и должна возобновляться по истечении последнего. Для защиты от коррозии применяются только сертифицированные материалы, композиции и защитные системы отечественного или зарубежного производства при наличии документального подтверждения их пригодности для соответствующих условий эксплуатации.

К мерам *вторичной защиты* относятся:

- ➔ лакокрасочные покрытия;
- ➔ пропиточно-кольматирующие составы для поверхностного слоя бетона конструкций;
- ➔ оклеечная изоляция из листовых и пленочных материалов;
- ➔ облицовки и футеровки штучными или блочными изделиями из керамики, шлакоситалла, стекла, каменного литья, природного камня;
- ➔ штукатурные покрытия на основе полимерных вяжущих, жидкого стекла, битума;
- ➔ уплотняющая пропитка химически стойкими материалами.

Перед выполнением вторичной защиты необходимо произвести ремонт поверхности железобетонных конструкций. В состав ремонтных работ при наличии коррозионных повреждений входят следующие работы:

- подготовка поверхностей с удалением продуктов коррозии и нарушенных участков защитных покрытий (у арматуры, стальных элементов, бетона);
- восстановление площади сечений ненапрягаемых арматурных стержней (если имеется такая необходимость);
- защита поверхностей арматуры и стальных элементов составами протекторного или ингибирующего действия, не снижающими сцепления арматуры с бетоном, восстановление защитного слоя бетона (см. составы по первичной защите) с обеспечением его защитных свойств по отношению к арматуре;
- восстановление геометрических размеров конструкций путем заделки нарушенных участков бетоном или раствором с обеспечением совместной работы нового бетона со старым;
- зализывание трещин;
- нанесение (при необходимости) защитных покрытий на поверхности бетона и стали.

Для неагрессивных и слабоагрессивных сред рекомендуется лакокрасочная защита, основанная на формировании защитного водоупорного поверхностного слоя с образованием влагонепроницаемой защитной пленки.

Лакокрасочные тонкослойные и толстослойные эластичные покрытия, адгезионно связанные с поверхностью бетона, выполняют функции изоляции, предотвращая попадание влаги и агрессивных компонентов в тело бетона, и требуют возобновления во времени. *Лакокрасочные материалы* применяются как самостоятельные защитные покрытия, так и в качестве грунтовочных или покрывных слоев комбинированных защитных систем. Комбинированные защитные системы, включающие в себя пропиточные композиции и покрывные лакокрасочные материалы, увеличивают защитное действие по сравнению с традиционными лакокрасочными покрытиями.

Пропиточно-кольматирующие составы на полимерной основе при нанесении на бетон проникают в поры и капилляры поверхностных слоев бетона с последующей полимеризацией без непосредственного химического взаимодействия с растворной частью бетона.

Пропиточно-кольматирующие составы на цементно-полимерной основе представляют собой сухие смеси, затворяемые водой. Жидкая составляющая нанесенного на поверхности раствора проникает в глубь бетона и в результате физико-химического взаимодействия с цементным камнем преобразуется в кристаллические нерастворимые или малорастворимые новообразования, кольматирующие поры и капилляры. Глубина преобразованного слоя бетона при этом составляет порядка 3...30 мм.

Основным назначением пропиточно-кольматирующих систем является создание поверхностного слоя конструкций повышенной водонепроницаемости. Для защиты конструкций в зависимости от условий эксплуатации защитные покрытия и системы должны обладать: адгезией к бетону, атмосферостойкостью, паропроницаемостью и, при необходимости, химической стойкостью и декоративными свойствами.

Не допускается применение паронепроницаемых покрытий, так как они препятствуют удалению имеющейся в бетоне влаги, что приводит к преждевременному разрушению бетона при морозных воздействиях.

Изолирующие (листовые и рулонные материалы) могут применяться в качестве непроницаемого слоя, защищенного от механических повреждений. При использовании мембран, не имеющих адгезионной связи с конструкцией, между бетоном и мембраной предусматривается пароизоляционный слой и дренаж для отвода конденсата. Изолирующие материалы приведены в прил. 17.

Облицовочные штучные плитные или блочные изделия следует применять для защиты нижних участков стен, опорных стоек и колонн. Облицовочные материалы для элементов конструкций должны обладать повышенной стойкостью к воздействию сложной жидкой агрессивной среды, морозостойкостью и обеспечивать защиту поверхностей конструкций от механических повреждений.

Для обеспечения пожарной безопасности конструкции в соответствии со СНиП 21-01 защищаются специальными составами, повышающими предел огнестойкости конструкций. Наличие огнезащиты в зависимости от вида и толщины слоя защищающего материала в ряде случаев может тормозить развитие коррозионных процессов арматуры и бетона. Одним из таких составов является штукатурный огнезащитный состав «Монолит» (см. табл. П. 18.10).

Материалы и технология их применения, обеспечивающие вторичную защиту бетона и арматуры при выполнении реконструкции зданий и сооружений, приведены в прил. 18.

Основные параметры отдельных видов вторичной защиты

Виды вторичной защиты		Рекомендуемые материалы	Параметры систем защиты		
№	Наименование		Глубина пропитки, мм	Толщина покрытия (слоя), мм	Срок службы, лет
1	а) Лакокрасочные тонкослойные	Прил. 18, табл. П.18.3	— ²⁾	до 0,2	2–5
	б) Лакокрасочные толстослойные	Прил. 18, табл. П.18.4	—	0,25 - 20	10–15
2	Пропиточно-кольматирующие	Прил. 18, табл. П.18.4	3–15	—	10–15
			3–30	1,5–5	более 20
3	Изолирующие рулонные и листовые	Прил. 17	—	—	— ¹⁾

¹⁾ Сроки службы зависят от вида материалов и клеящих составов.

²⁾ Кроме кремнийорганических жидкостей со слабовыраженным элементом пропитки.

Поскольку применение мер вторичной защиты трудоемко и дорого, заданный срок службы конструкций должен обеспечиваться в первую очередь мерами первичной защиты. Вторичная защита применяется в том случае, если при использовании первичной защиты не достигается требуемая долговечность конструкций. Выбор антикоррозионных материалов для вторичной защиты следует выполнять с учетом их пожарно-технических характеристик (пожарной опасности) и совместимости с огнезащитными материалами.

В условиях реконструкции, когда по результатам обследования выявлены дефекты, появившиеся в результате коррозии бетона или стали, необходимо в первую очередь предпринять меры, если это возможно, для изменения условий эксплуатации: исключить увлажнение конструкций, снизить концентрацию агрессивных воздействий.

6. ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕМОНТ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Основная область применения древесины в несущих конструкциях жилых и общественных зданий – покрытия с наружным водоотводом и междуэтажные перекрытия. Деревянные конструкции в нормальных условиях эксплуатации, т.е. при отсутствии увлажнения, наличии защиты от гниения и сохранности системы проветривания, могут эксплуатироваться несколько десятков лет, не снижая свою несущую способность и эксплуатационную надежность.

Причинами недостаточной надежности деревянных конструкций и необходимости их усиления или ремонта могут являться:

- гниение древесины, происходящее: в зонах замачивания атмосферными или техногенными водами; при отсутствии проветривания; плохой пароизоляции; при применении для строительства древесины влажностью более 20%;
- возникновение и развитие продольных и косых усушечных трещин, снижающих сопротивление деревянных изгибаемых элементов сдвигу, расслоение по клеевым швам в клееных деревянных конструкциях;
- воздействия высоких температур (пожар);
- прогибы конструкций, превышающие предельные, зыбкость перекрытий;
- ошибки при проектировании (недостаточный учет действующих нагрузок, неполное соответствие выбранной расчетной схемы действительному напряженному состоянию конструкций и др.);
- недостатки при производстве работ: некачественное выполнение узловых соединений, опирание деревянных конструкций на кирпич, камень, бетон, металл, грунт без гидроизоляции;
- увеличение нагрузки в связи с изменением функционального назначения здания.

Перед проведением усиления или ремонта деревянных конструкций необходимо учитывать проявившиеся за время эксплуатации деформации – обмятие древесины в узловых соединениях, смещения. Поэтому до проведения работ по усилению необходимо произвести разгрузку усиливаемых конструкций и их вывешивание, т.е. подъем их до проектного положения при помощи клиньев или домкратов.

Усиление деревянных конструкций можно разделить на два вида: общее усиление дефектных конструкций; усиление отдельных элементов конструкций методами наращивания сечений, протезирования, постановкой дополнительных элементов: подкосов, накладок, шпренгелей, введением решетки.

Общее усиление производят установкой рядом с усиливаемыми аналогичных или других конструкций, имеющих общую с ними конфигурацию. Так, балочная сегментная ферма может быть усилена постановкой рядом с ней трехшарнирной арки с затяжкой (рис. 6.1, а), подтягиванием которой арка включается в совместную работу с фермой. Для уменьшения прогиба конструкции можно применить подпружную цепь из металла (рис. 6.1, б), которая крепится на опорах и стойках фермы. Создавая в цепи предварительное напряжение, включают ее в совместную работу с усиливаемой конструкцией и уменьшают ее прогиб. Общее усиление конструкции можно проводить, изменяя первоначальную схему работы конструкции. Так, трехшарнирная сегментная арка может быть превращена в сегментную ферму введением в арку элементов решетки (рис. 6.1, в).

Для выправления и усиления конструкций деревянных стропил можно устанавливать дополнительные подкосы, которые опирают в несущие стены, а также применять металлические шпренгели (рис. 6.2, а).

Основной причиной проведения усиления деревянных конструкций является поражение древесины гнилью. При загнивании опорных частей балок перекрытий пораженный участок обрезают с захватом здоровой древесины и устанавливают накладки из досок, сечение которых устанавливается расчетом (рис. 6.2, б).

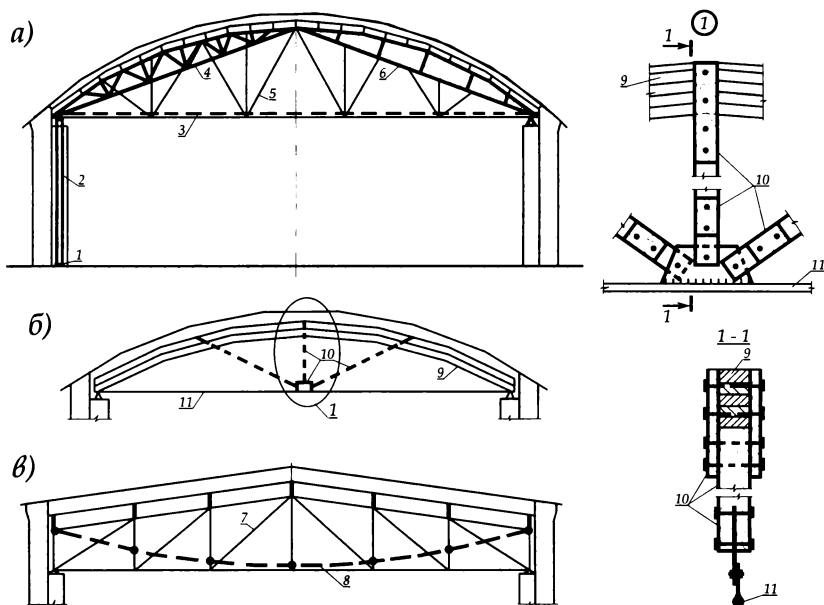


Рис. 6.1. Общее усиление деревянных конструкций покрытия:

а – усиление сегментных ферм трехшарнирной аркой из сегментных ферм с металлической затяжкой (левая половина) или путем превращения фермы в трехшарнирную арку с металлической затяжкой; *б* – усиление арки введением в ее конструкцию решетки из деревянных элементов; *в* – усиление фермы при помощи стальной подпружинной цепи; 1 – клинья; 2 – опора усиливающей конструкции; 3 – металлическая затяжка; 4 – полуарка из сегментной фермы; 5 – усиливаемая ферма; 6 – усиление верхнего пояса обшивкой досками с двух сторон с устройством промежуточного пояса и стальной затяжки; 7 – усиливаемая ферма; 8 – подпружинная цепь; 9 – усиливаемая арка; 10 – вводимые для усиления элементы решетки; 11 – затяжка арки

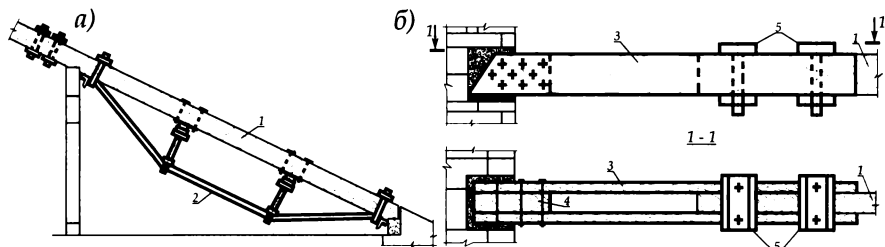


Рис. 6.2. Усиление стропильных ног и балок перекрытия:

а – усиление стропильной ноги постановкой металлических шпренгельных ферм; *б* – усиление опорной части балки перекрытия деревянными накладками; 1 – усиливаемая конструкция; 2 – шпренгель из металла; 3 – деревянные накладки; 4 – опорный вкладыш; 5 – соединительные элементы из прокатного металла на болтах

При большом объеме поражения древесины гнилью можно применять прутковые металлические протезы С.Д. Дайдбекова (рис. 6.3). Для установки протезов под дефектные балки подводят временные опоры, разбирают перекрытие, удаляют поврежденную древесину, устанавливают протез.

В случае поражения гнилью опорной части стропильной ноги и мауэрлатного бруса можно применить усиление при помощи деревянных накладок с подбалкой (рис. 6.4).

При проведении усиления деревянных конструкций необходимо использовать только воздушно-сухую древесину. Всю деревянную конструкцию после усиления в обязательном порядке обработать антипиренами и антисептиками согласно [5]. Материалы для биозащиты и увеличения огнестойкости древесины приведены в прил. 18.

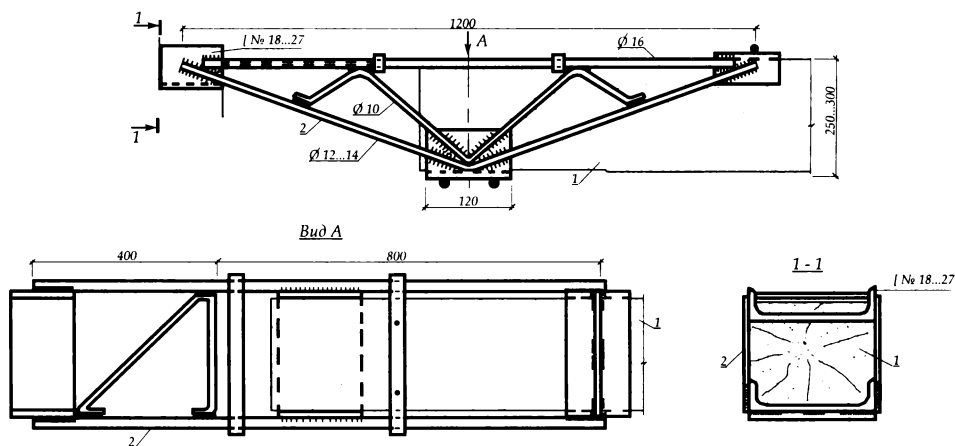


Рис. 6.3. Усиление балок перекрытия прутковыми протезами:

1 – усиливаемая балка; 2 – протез из прутковой стали

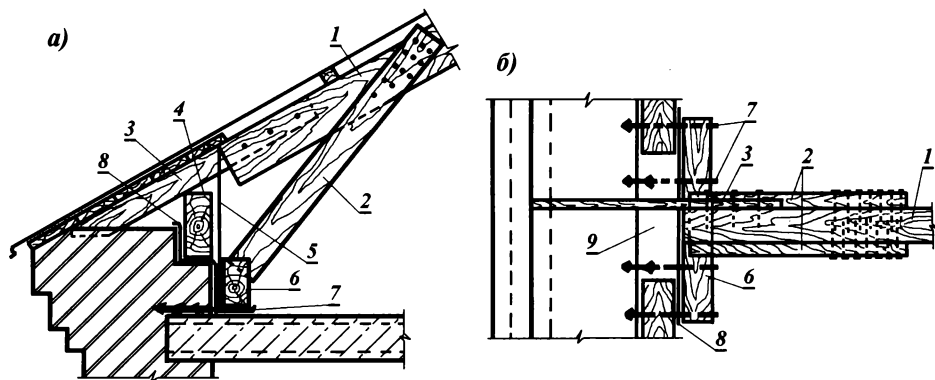


Рис. 6.4. Усиление стропил накладками с подбалкой:

а – разрез; б – план;

1 – усиливаемая стропильная нога; 2 – накладки; 3 – кобылка; 4 – мауэрлат; 5 – проволоочная скрутка; 6 – подбалка 150x160 мм, $l = 1000$ мм; 7 – костыль; 8 – гидроизоляция; 9 – вырезанный участок мауэрлата и стропильной ноги

7. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ОДНОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ. ПЕРЕДВИЖЕНИЕ ЗДАНИЙ

При проведении реконструкции, которая вызвана сменой функционального назначения здания или заменой технологического оборудования, может возникнуть необходимость в переустройстве существующего каркаса здания, перепланировке помещений. Переустройство одноэтажных каркасных зданий можно выполнять как проводя демонтаж существующих конструкций каркаса, так и без демонтажа.

При реконструкции зданий могут возникнуть следующие задачи:

- * *увеличение высоты существующего здания;*
- * *увеличение пролета здания;*
- * *разрежение шага колонн.*

Увеличение высоты существующего здания может потребоваться, когда высота оказывается недостаточной для размещения современного оборудования или возникает необходимость в дополнительных площадях (устройство площадок антресолей или второго этажа) без увеличения размеров здания в плане. Такую реконструкцию можно осуществить, применяя метод, предложенный в [37], осуществляя поднятие покрытия здания и наращивание колонн на необходимую высоту (рис. 7.1). Перед наращиванием колонн производят обмазку нижней части колонн антиадгезионным составом на высоту, равную величине подъема здания или сооружения. Размещают по верху фундамента вокруг колонн дискретные прокладки (поз. 5) и опорные металлические элементы (поз. 6) с образованием щелей между последними и верхом фундамента. После этого крепят к опорному элементу арматуру, бетонируют на высоту обмазки колонн обоймы с отверстиями (поз. 9), размещенными по их высоте и по осям колонн, устанавливают на колоннах хомуты (поз. 10), а на обоймах – опоры и домкраты (поз. 11...13) с упором последних в хомуты с усилием не менее величины, действующей в нижнем сечении колонны вертикальной нагрузки. После твердения бетона в обойме выполняют пропил колонны через щели у верха фундамента, поднимают домкратами колонны и заполняют цементным раствором пустоты в обоймах через их отверстия. При реализации этого способа необходимо учитывать увеличение расчетной длины колонны, а также возможное увеличение нагрузок от площадок, антресолей или устройства второго этажа.

Сетка колонн существующих зданий в некоторых случаях оказывается недостаточной для современных производств или с учетом нового назначения здания и его планировочного решения. Реконструкцию здания в этом случае можно осуществлять, производя *разрежение шага колонн* по методу, предложенному в [38], с сохранением конструкций покрытия (рис. 7.2), вводя в продольные рамы существующего каркаса стальные арочные конструкции, передающие нагрузку, которая воспринималась удаляемой колонной на фундаменты. В предложенном методе с целью сохранения продольной жесткости каркаса здания и исключения перегрузки соседних колонн (поз. 2) пролетную конструкцию выполняют в виде полигональной трехшарнирной арки (поз. 6).

Осуществление данного метода проводят, устанавливая шарнирные пяты арки (рис. 7.2, поз. 8) с возможностью горизонтального перемещения и соединяют их между собой затяжкой (поз. 7). Затяжкой соединяют и места перелома арки. Перед демонтажом удаляемой колонны (поз. 1) между шарниром в замке арки и существующей стропильной конструкцией размещают тарированные прокладки (поз. 9), производят натяжение затяжек до возникновения опорной реакции в замке арки, равной опорному давлению стропильной конструкции (поз. 13) на удаляемую колонну и определяемой по деформации тарированных прокладок. После этого закрепляют шарнирные узлы арки с образованием порталной связи между колоннами и удаляют затяжку, соединяющую места перелома арки.

Увеличение пролета существующего здания можно осуществлять несколькими методами. Так, в методе, предложенном в [39], проводят раздвижку крайних колонн здания и монтаж новых плит покрытия (рис. 7.3). Метод включает монтаж новых фундаментов (поз. 4) и новых колонн (поз. 3) по поперечным осям за пределами здания, возведение новых стен (поз. 12) и дополнительных элементов покрытия (поз. 11). После монтажа новых колонн на них и на существующие средние колонны (поз. 1) закрепляют опорные консоли (поз. 6...9) на уровне основания существующих стропильных конструкций (поз. 5). Консоли должны доходить до оголовков существующих крайних колонн. Далее отделяют стропильные конструкции покрытия от креплений и с помощью силовых механизмов раздвигают их на проектную величину. После этого монтируют новые элементы покрытия и удаляют крайние колонны (поз. 2). Новые, устанавливаемые по крайним рядам колонны должны быть рассчитаны на увеличенную постоянную и временную нагрузку, а средняя оставляемая колонна, возможно, должна быть усилена.

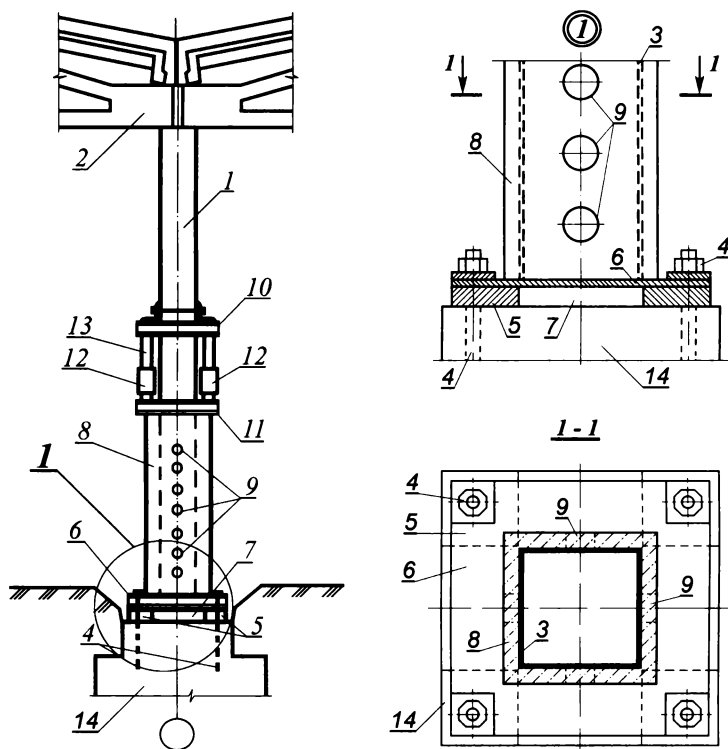


Рис. 7.1. Увеличение высоты существующего здания путем поднятия покрытия и наращивания колонн (авторское свидетельство № 1206429 [37]):

1 – наращиваемая железобетонная колонна; 2 – поднимаемое покрытие; 3 – антиадгезионная обмазка колонны на высоту подъема; 4 – анкерные болты, установленные в просверленные в фундаменте гнезда; 5 – металлические прокладки; 6 – опорный металлический элемент, закрепленный анкерными болтами; 7 – щель между опорным элементом и верхом фундамента для пропилы колонны; 8 – железобетонная обойма на высоту обмазки (вертикальные арматурные стержни приварены к опорному элементу); 9 – отверстия в обойме для заполнения бетоном пустоты после подъема колонны; 10 – хомуты, жестко закрепленные на колонне; 11 – опоры, установленные на обойме; 12 – гидродомкраты; 13 – подставки; 14 – фундамент

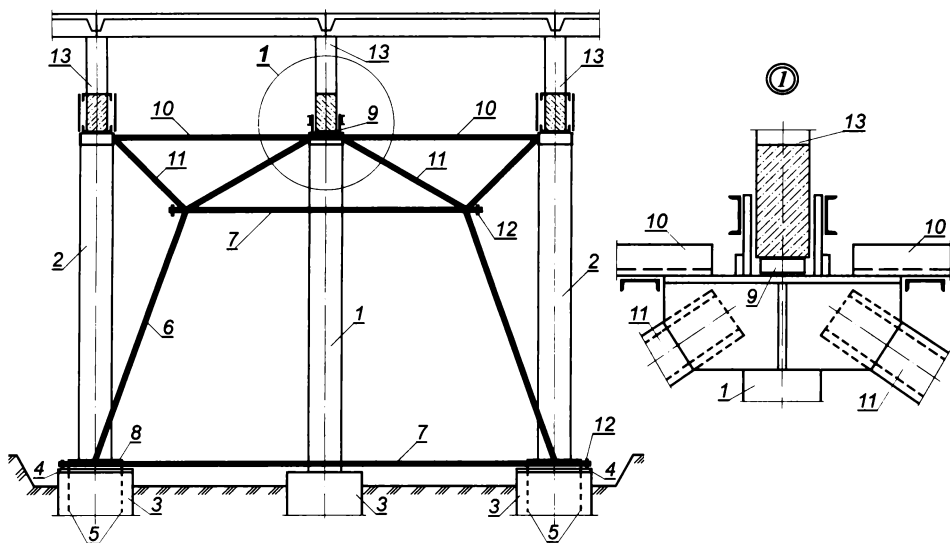


Рис. 7.2. Разрезание шага колонн (авторское свидетельство № 1339226 [38]):

1 – удаляемая железобетонная колонна; 2 – остающиеся колонны; 3 – вскрытые верхние обрезы фундаментов; 4 – закладные детали вокруг колонн; 5 – анкера, устанавливаемые в просверленные в фундаментах гнезда; 6 – полигональная трехшарнирная арка; 7 – затяжки; 8 – горизонтально-подвижный шарнир, уложенный на закладную деталь и подвижно охватывающий колонну; 9 – тарированные прокладки для фиксации опорной реакции фермы в замке арки; 10 – распорки; 11 – раскосы; 12 – гайки для натяжения затяжек; 13 – стропильная ферма

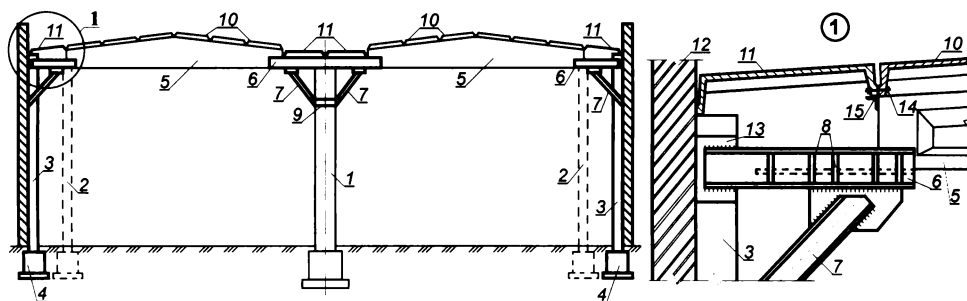


Рис. 7.3. Увеличение пролета путем раздвижки крайних колонн (авторское свидетельство № 1470909 [39]):

1 – средняя, сохраняемая железобетонная колонна; 2 – крайние, удаляемые колонны; 3 – новые колонны; 4 – новые фундаменты; 5 – строительные конструкции (стропильные балки, фермы), смещаемые со средней колонны; 6 – стальные опорные консоли, крепящиеся к колоннам; 7 – подкосы из прокатного металла; 8 – ребра жесткости; 9 – хомуты, устанавливаемые жестко на средней колонне; 10 – сохраняемые плиты покрытия; 11 – новые плиты покрытия; 12 – новое стеновое ограждение; 13 – закладная деталь в новой колонне; 14 – стяжной болт; 15 – опорный уголок, устанавливаемый на стропильной конструкции

Второй метод увеличения пролета, предложенный в [40], приводит к увеличению пролета за счет удаления колонны среднего ряда и превращения стропильной конструкции в трехшарнирную арку с затяжкой (рис. 7.4). При осуществлении этого метода формируется стропильная конструкция, шарнирно соединенная из двух частей. Устанавливаются временные подкосы (поз. 14) и домкраты (поз. 9) на среднюю колонну в проектное положение и проводится подъем стропильных конструкций в месте шарнира при помощи вертикально-подвижной обоймы (поз. 6) с последующим закреплением стропильных конструкций (поз. 3) в проектное положение – закрепляют концы стропильных конструкций на крайних колоннах затяжкой (поз. 11) и заполняют бетоном (поз. 12) зазор в месте шарнирного соединения. Проводят демонтаж средней колонны (поз. 2). При осуществлении этого метода нагрузка от конструкций покрытия передается на колонны крайнего ряда (поз. 1), которые должны быть проверены на увеличившуюся нагрузку и в случае необходимости усилены.

Приведенные методы реконструкции одноэтажных зданий можно осуществлять без остановки производства и функционирования здания.

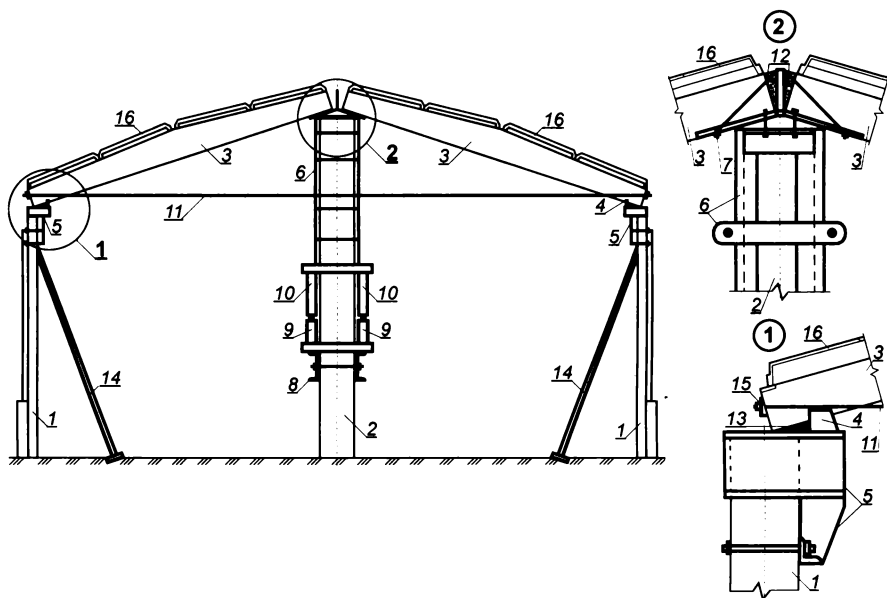


Рис. 7.4. Увеличение пролета путем разрезания колонн
(авторское свидетельство № 1477885 [40]):

- 1 – крайние, сохраняемые колонны; 2 – удаляемая колонна; 3 – стропильные балки; 4 – ограничители перемещения опорных концов балок; 5 – дополнительные опорные элементы;
- 6 – вертикально-подвижная обойма (устанавливается на антифрикционном составе);
- 7 – шарнирное соединение стропильных балок с обоймой; 8 – хомуты, жестко закрепленные на колонне; 9 – гидравлические домкраты для подъема вертикально подвижной обоймы вместе со стропильными балками (балки освобождены от крепления с удаляемой колонной);
- 10 – подставки; 11 – затяжка; 12 – бетон замоноличивания; 13 – металлические клинья;
- 14 – временные подкосы; 15 – анкер для натяжения затяжки; 16 – плиты покрытия

Передвижение зданий – изменение их места с размещением на новых фундаментах. В процессе перемещения здания возможен его подъем. Передвижку применяют, когда необходимо изменить место его расположения по градостроительным причи-

нам (увеличение ширины транспортной магистрали), а также учитывая архитектурно-историческую ценность здания. Перемещение зданий требует больших затрат, которые могут доходить до 60...70% и более его стоимости, однако историко-архитектурные памятники при необходимости подлежат перемещению или подъему безотносительно стоимости этого мероприятия.

С помощью системы домкратов можно осуществлять подъем здания для увеличения высоты нижнего этажа, в тех случаях, когда поднялся культурный уровень (здание «ушло в землю») или, например, для подстройки нового этажа.

Рис. 7.5. Конструктивное решение передвижки здания:

Заключение

Реконструкция зданий и сооружений является сложной задачей, решение которой требует учитывать социальные, экономические, технические и эстетические проблемы, возникающие при желании эксплуатирующей здания организации наиболее эффективно использовать землю, ресурсы, имеющиеся площади; при повышении требований к комфортности жилья; а также в связи с изменением функционального назначения здания или сооружения.

С целью обеспечения долговечности и надежности зданий и сооружений в современных эксплуатационных условиях необходимо применять и развивать новые направления в области реконструкции зданий и сооружений:

- ➔ использовать новые методы диагностики технического состояния строительных конструкций, применяя высокочувствительные приборы неразрушающего контроля за физико-механическими характеристиками конструкционных материалов;
- ➔ применять эффективные конструктивные решения из традиционных конструкционных материалов, а также шире внедрять новые материалы, обладающие высокими эксплуатационными характеристиками: прочностью, водонепроницаемостью, тепло- и звукоизоляцией и т.д.;
- ➔ внедрять новые разработки методов усиления, ремонта и восстановления эксплуатационной надежности конструкций.

Развитие этих направлений позволит повысить эффективность реконструкции зданий и сооружений и решить некоторые социальные проблемы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Российская Федерация. Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании» (с изменениями на 1 декабря 2007 года).
2. СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 32 с.
3. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2004. – 26 с.
4. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44 с.
5. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
6. ВСН 58-88(р). Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально-культурного назначения. Нормы проектирования / Госкомархитектуры. – М.: Стройиздат, 1990. – 32 с.
7. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. НИИСК Госстроя СССР. – М., 1989. – 105 с.
8. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998–96 с.
9. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / УкрНИИПроектстальконструкция. – М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.
10. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
11. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.
12. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 36 с.
13. Реконструкция и модернизация пятиэтажных жилых зданий первых массовых серий типовых проектов (методические рекомендации) / ЦНИИЭП жилища. – М., – 1988. – 52 с.
14. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 76 с.
15. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры: (к СП 52-101-2003) / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. – М.: Ассоциация «Железобетон», 2005. – 168 с.
16. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона: (к СП 52-102-2004) / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. – М.: Ассоциация «Железобетон», 2006. – 122 с.
17. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2004. – 27 с.
18. Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций: (к СНиП 2.03.11-85) / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 175 с.

19. Рекомендации по восстановлению и усилению полносборных зданий полимеррас-
творами / ТбилЗНИИЭП. – М.: Стройиздат, 1990. – 160 с.
20. СНиП П-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой
СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
21. Реконструкция промышленных предприятий: В 2 т. Т. 1 / В.Д. Топчий, Р.А. Гре-
бенник, В.Г. Клименко и др.; Под ред. В.Д. Топчия – М.: Стройиздат, 1990. – 591 с.
22. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко и др.; Под
ред. А.Л. Шагина: Учеб. пособие для вузов. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.
23. Бельский М.Р. Усиление сжатых стержней стальных конструкций под эксплуата-
ционной нагрузкой. – М.: Стройиздат, 1984. – 152 с.
24. Руководство по технологии изготовления предварительно напряженных железобе-
тонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975. – 192 с.
25. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.В. Голы-
шев, В.Я. Бачинский и др. / Под. ред. А.Б. Голышева. – К.: Будивэльник, 1990. –
544 с.
26. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление железобетонных конструкций с изменением
расчетной схемы и напряженного состояния. – Львов: «Вища школа». Изд-во при
Львовском ун-те, 1976. – 147 с.
27. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и
сооружений. – М.: Стройиздат, 1965. – 342 с.
28. Бойко М.Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений: Учеб. по-
сobie для вузов. – Л.: Стройиздат, 1986. – 256 с.
29. Эксплуатация кровель жилых зданий: Справочник / А.А. Никитин, В.Б. Николаев. –
М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
30. Типовые конструкции, изделия. Железобетонные ребристые плиты размером
1,5х6,0 м для покрытий зданий. Серия ПК-01-106. – М, 1963.
31. Типовые конструкции, изделия. Железобетонные панели перекрытий многопус-
котные. Серия 1.141-1, выпуск 63 (Преднапряженные панели с круглыми пустота-
ми длиной 6280, 5980, 5680 мм, армированные стержневой термически упрочнен-
ной сталью класса Ат-V), ЦНИИЭПжилища. – М., 1984.
32. Типовые конструкции. Серия 1.462.1-1/88. Балки железобетонные предвари-
тельно напряженные пролетом 12 м для покрытий зданий с плоской и скатной кров-
лей. Вып. 1, 2. ГПИ Промстройпроект, НИИЖБ. – М.: ЦИТП Госстроя СССР,
1989.
33. Типовые конструкции. Серия 1.465.1-7/84. Плиты покрытий железобетонные пред-
варительно напряженные ребристые размером 1,5х6,0 м для одноэтажных зданий.
Вып. 1. ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
34. Типовые конструкции и изделия. Сборные железобетонные, преднапряженные
ребристые плиты длиной 12 м для покрытий зданий (для неагрессивной среды).
Серия 1.465-3. ЦНИИпромзданий. – М., 1968.
35. ГОСТ Р 21.1101-92. СПДС. Основные требования к рабочей документации. – М.:
Изд-во стандартов, 1993. – 41 с.
36. ГОСТ Р 21.1501-92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных ра-
бочих чертежей. – М.: Изд-во стандартов, 1993. – 26 с.
37. Авторское свидетельство СССР № 1206429 от 06.09.84, кл. Е 04 G 23/00. Способ
увеличения высоты существующего здания или сооружения. Мещеряков Н.С.
38. Авторское свидетельство СССР № 1339226 от 31.01.86, кл. Е 04 G 23/02. Способ
реконструкции промышленного здания путем разрежения колонн. Мещеряков Н.С.

39. Авторское свидетельство СССР № 1470909 от 22.07.87, кл. Е 04 G 23/00. Способ увеличения ширины существующего каркасного здания. Мещеряков Н.С.
40. Авторское свидетельство СССР № 1477885 от 05.05.86, кл. Е 04 G 23/00. Способ реконструкции промышленного здания путем разрежения колонн. Мещеряков Н.С.
41. Патент РФ № 2106461 от 10.03.98. Устройство для усиления ребер плит.
42. Авторское свидетельство СССР № 1465519 от 15.03.89, кл. Е 04 G 23/02. Способ усиления изгибаемых железобетонных конструкций. Малышев И.В.
43. Авторское свидетельство СССР № 850850 от 30.07.81, кл. Е 04 G 23/02. Способ усиления железобетонных балок. Красовская Т.А., Давыдов С.С.
44. Авторское свидетельство СССР № 1178888 от 15.09.85, кл. Е 04 G 23/02. Устройство для усиления несущих конструкций. Федоров А.Д.
45. Авторское свидетельство СССР № 1231186 от 15.05.86, кл. Е 04 G 23/02. Устройство для усиления сжатого элемента. Русин С.П.
46. Авторское свидетельство СССР № 607932 от 25.05.78. Способ усиления колонн. Федоров А.Д.
47. Авторское свидетельство СССР № 2097512 от 27.11.97. Устройство для разгрузки несущих конструкций. Васьковский А.П., Коган Б.С. и др.
48. Авторское свидетельство СССР № 2077641 от 20.04.97. Способ усиления бетонных и каменных конструкций. Лапин С.К.
49. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2004. – 25с.
50. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России, ГУП «НИИЖБ». – М.: ГУП ЦПП, 2006. – 54 с.
51. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Госстрой России, ГУП «НИИЖБ». – М.: ГУП ЦПП, 2006. – 38 с.
52. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2005. – 96 с.
53. Металлические конструкции: В 3 т. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова). – М.: Изд-во АСВ, 1999.
54. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: Учеб/ пособие / Под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ МЕТОДОМ УВЕЛИЧЕНИЯ СЕЧЕНИЯ

1. Задание на проектирование

Провести детальное обследование строительных конструкций здания, выявить дефекты и повреждения стальных балок перекрытия, а также оценить их фактическую несущую способность и в случае несоответствия технического состояния балок требованию норм [8] предложить и запроектировать способ усиления конструкций с учетом увеличения временной нагрузки на перекрытие на 63%.

2. Результаты обследования балок

Реконструируемое здание ориентировочно построено в 1940 г. Здание с несущими кирпичными стенами толщиной 630 мм. Перекрытие выполнено из монолитной железобетонной плиты толщиной 105...115 мм, которая опирается на стальные балки, выполненные из прокатного двутавра № 30^а по ОСТ 16 (редакция 1932 г.). Балки опираются на несущие кирпичные стены, глубина опирания – 250 мм. Расстояние в свету между стенами – 4,75 м. Шаг балок $B = 3,6$ м. К нижнему поясу балок прикреплен подвесной потолок. Уровень ответственности здания – II (нормальный), коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, $\gamma_n = 0,95$ [4]. Конструктивная схема перекрытия показана на рис. П.1.1.

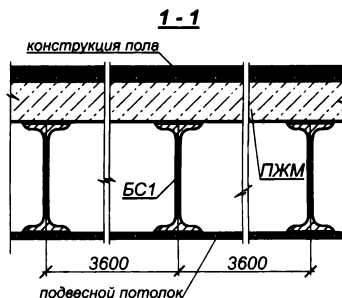
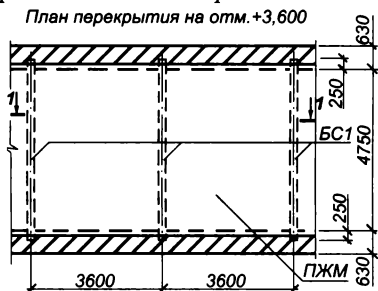
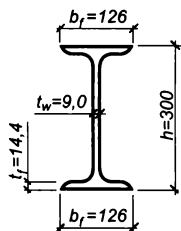


Рис. П.1.1. Конструктивная схема перекрытия

а. Геометрические размеры и коррозионные повреждения балок

В результате проведенного обследования определены размеры балок (рис. П.1.2), которые соответствуют размерам двутавра № 30^а по ОСТ 16. Длина балки $l = 5250$ мм, расчетный пролет балки $l_0 = 5000$ мм.



$$A_{on} = 61,2 \text{ см}^2;$$

$$I_{ox} = 8950 \text{ см}^4; \quad W_{ox} = 597 \text{ см}^3;$$

$$I_{oy} = 400 \text{ см}^4; \quad W_{oy} = 63,5 \text{ см}^3;$$

$$S_{ox} = 12,6 \cdot 1,44(15,0 - 0,72) + 13,56^2 \cdot 0,9 / 2 = 341,8 \text{ см}^3$$

Рис. П.1.2. Поперечное сечение балок перекрытия БС1 и геометрические характеристики сечения (по ОСТ 16)

При проведении обследования здания выявлено, что стальные балки повреждены равномерной пластинчатой коррозией. Глубина двусторонней коррозии балок $\Delta = 2,0$ мм.

б. Расчетные характеристики стали балок

Марка стали была определена по результатам проведенного химического анализа образца, вырезанного из балки. Сталь, из которой изготовлена балка перекрытия, можно отнести к марке Ст3. Расчетные и нормативные сопротивления стали (табл. П.1.1) были определены статистической обработкой результатов испытаний образцов, вырезанных из балок в соответствии с требованиями норм [8, 9]. Расчетное сопротивление стали на сдвиг определяли по прил. 11, согласно [8, 52] по формуле

$$R_s = 0,58 \cdot R_{yn} / \gamma_m \quad (\text{П.1.1})$$

Коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,10$ [8, п. 20.1].

Таблица П.1.1

Нормативные и расчетные характеристики стали по прил. 11 [8, 52]

Марка стали	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа			Модуль упругости, МПа
	R_{yn}	R_{yn}	R_U	R_T	R_s	$E \cdot 10^{-5}$
Ст 3	442	231	402	210	122	2,02

В процессе обследования по образцам, вырезанным из балок, был определен химический состав стали, результаты приведены в табл. П.1.2.

Таблица П.1.2

Химический состав стали

Элементы	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Cu
Содержание элементов в процентах по массе	0,190	0,112	0,650	0,016	0,015	0,068	0,0104	0,092

Для выяснения возможности применения сварки при усилении стальной балки определим свариваемость стали балки. Для этого необходимо вычислить углеродный эквивалент стали C_s по [52, прил. В]

$$C_s = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2} = 0,334 \quad (\text{П.1.2})$$

При значении $C_s \leq 0,35...0,40\%$ сварка стали не вызывает затруднений [53] и может выполняться любыми способами в соответствии с нормами [8, 52]. При значении $C_s = 0,40...0,55\%$ сварка возможна, но требует мер, предупреждающих образование трещин – подбор и контроль тепловых режимов сварки и сварочных материалов, технологии наложения швов, контроль чистоты кромок, предварительный и сопутствующий подогрев и др.

в. Нагрузки

Нагрузки, определенные по результатам обмеров, приведены в табл. П.1.3. Конструкция пола будет заменена на плиточный пол толщиной $\delta = 15$ мм по стяжке из цементного раствора толщиной $\delta = 35$ мм. То есть в процессе реконструкции на балку бу-

дет действовать только нагрузка от железобетонной плиты перекрытия и собственный вес балки.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f принимаем по [4, п. 2.2].

После реконструкции, по данным заказчика, временная нормативная нагрузка на перекрытие составит $6,2 \text{ кПа}$. В том числе временная, длительно действующая – $3,0 \text{ кПа}$.

Таблица П. 1.3

Определение нагрузок на стальную балку, кН/м^2			
Наименование нагрузки	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
1. Постоянные нагрузки:			
1.1. Плиточный пол $\delta = 15 \text{ мм}$, $\gamma = 20,0 \text{ кН/м}^3$	0,30	1,1	0,33
1.2. Стяжка из цементного раствора $\delta = 35 \text{ мм}$, $\gamma_{\text{см}} = 18 \text{ кН/м}^3$	0,63	1,3	0,82
1.3. Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 110 \text{ мм}$, $\gamma = 25,0 \text{ кН/м}^3$	2,75	1,1	3,03
1.4. Собственный вес стальных балок № 30 ^a по ОСТ 16 ($g_{\text{с.в.}} = 48 \text{ кг/м}$)	0,14	1,05	0,15
1.5. Подвесной потолок	0,50	1,2	0,60
ИТОГО ПОСТОЯННАЯ: g	4,32	-	4,93
2. Временная после реконструкции p , в том числе длительная p_l	6,20 3,00	1,2 1,2	7,44 3,60
ВСЕГО: после реконструкции – q_{max}	10,52		12,37
В том числе продолжительного действия – q_l	7,32		8,53

3. Определение геометрических характеристик поперечного сечения балок с учетом коррозии

Учет влияния коррозионных повреждений производим уменьшением площади поперечного сечения. При равномерном коррозионном износе балки расчетную приведенную площадь поперечного сечения балки определяем по прил. 10, согласно [9] по формуле

$$A_{ef} = (1 - k_{SA} \cdot \Delta^*) A_{on} = (1 - 4 \cdot \Delta^* / (t_f + t_w)) A_{on} = (1 - 4 \cdot 1,0 / (14,4 + 9,0)) 6120 = 5074 \text{ мм}^2, \quad (\text{П.1.3})$$

где $k_{SA} = 4 / (t_f + t_w)$ – коэффициент слитности сечения для двутавра, равный отношению периметра, контактирующего со средой, к площади поперечного сечения балки;

$\Delta^* = \Delta / 2 = 1,0 \text{ мм}$ – величина проникновения коррозии.

Расчетный момент сопротивления W_{ef} определяем по формуле

$$W_{ef} = (1 - k_{SW} \cdot \Delta^*) W_{ox} = (1 - 0,21 \cdot 1,0) 597000 = 471630 \text{ мм}^3, \quad (\text{П.1.4})$$

где k_{SW} – коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа, определяемый в зависимости от вида прокатного профиля по прил. 10, согласно [9, прил. 4].

Момент инерции поперечного сечения балки с учетом коррозии равен

$$I_{ef} = W_{ef} h / 2 = 70272870 \text{ мм}^4 = 70,273 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Статический момент полусечения балки с учетом коррозии равен

$$S_{ef} = 124 \cdot 12,4 (149 - 6,2) + 136,6^2 \cdot 7,0 / 2 = 284878 \text{ мм}^3.$$

4. Определение усилий в балке и необходимости проведения усиления

Изгибающие моменты и поперечные силы в балке определяем с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$ и шаге балок $B = 3,6 \text{ м}$.

От нагрузок (см. табл. П.1.3), действующих до усиления:

- от расчетных нагрузок, действующих в момент проведения усиления (собственный вес балки и плиты перекрытия), остальные нагрузки во время реконструкции удаляются с перекрытия (конструкция пола, временные нагрузки)

$$M_d = (g_{c.в.} + g_{пл.}) B \gamma_n l^2 / 8 = (0,15 + 3,03) 3,60 \cdot 95^2 / 8 = 34,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

От нагрузок, которые будут действовать после усиления:

- от полных расчетных нагрузок

$$M_{max} = q_{max} B \gamma_n l^2 / 8 = (12,37 + 3,60,95) 5,0^2 / 8 = 132,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{max} = q_{max} B \gamma_n l / 2 = (12,37 + 3,60,95) 5,0 / 2 = 105,8 \text{ кН}.$$

Необходимость усиления определяем после проверки прочности балки на опоре (максимальная поперечная сила) и в пролете (максимальный момент) согласно [8] по формулам:

$$\text{на опоре} - \tau = \frac{Q_{max} \cdot S_{ef}}{I_{ef} \cdot t_w} = \frac{105,8 \cdot 10^3 \cdot 284878}{70,273 \cdot 10^6 \cdot 7,0} = 61,3 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 122 \text{ МПа}; \quad (\text{П.1.5})$$

$$\text{в пролете} - \sigma = M_{max} / W_{ef} = 132,2 \cdot 10^6 / 471630 = 280,3 \text{ МПа} > R_y \cdot \gamma_c = 210 \text{ МПа}, \quad (\text{П.1.6})$$

прочность балки в середине пролета после реконструкции не обеспечена, балку необходимо усилить.

Принимаем решение усилить балку методом увеличения сечения (см. разд. 3.2). Усиление стальных конструкций методом увеличения сечения и применения сварочных работ возможно с предварительной разгрузкой конструкции.

Усиляемая балка перекрытия, которая относится к 3-й группе конструкций (статические нагрузки при наличии поля растягивающих напряжений и отсутствии сварных соединений) по [52, прил. В]. В этом случае при усилении балки с помощью сварки возможен нагрев конструкции и согласно [52, п. 19.3.9] расчетное напряжение σ_d (см. разд. 3.5) не должно превышать 60% от R_y . Расчетное напряжение σ_d определяется от нагрузок, действующих во время усиления, для неусиленного сечения с учетом фактического состояния балки за счет коррозии.

Проверяем возможность усиления балки с применением сварки с удалением на время проведения работ по усилению всех нагрузок, за исключением нагрузки от ж/б плиты перекрытия и собственного веса балки, т.е. от момента M_d :

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{ef}} = \frac{34,0 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{471630 \text{ мм}^3} = 72,1 \text{ МПа} \leq 0,6 \cdot R_y = 126,0 \text{ МПа}, \quad (\text{П.1.7})$$

условие выполняется, следовательно, можно проводить усиление балки при помощи сварки. В случае если предварительная разгрузка усиляемой конструкции невозможна необходимо подведение временных опор, которые разгрузят балку до требуемого нормами [52] уровня (см. разд. 3.6).

5. Принятие конструктивного решения по усилению и расчет усиленной балки

Усиление балки принимаем двусторонним, близким к симметричному, с расположением элементов усиления дальше от центра тяжести балки. Такое решение является наиболее рациональным по расходу стали. В верхней зоне балки устанавливаем две трубы, так как по верхнему поясу балки уложена железобетонная плита и круглое сечение является наиболее стойким к коррозии. К нижнему поясу прикрепляем лист.

Конструктивное решение по усилению приведено на рис. П.1.3.

Марку стали для элементов усиления принимаем ВСтЗпс6 по ГОСТ 380-71*. Класс стали C245 по ГОСТ 27772-88. Расчетное сопротивление стали элементов усиления $R_{yr} = 240 \text{ МПа}$ по прил. 11, согласно [8, табл. 51*].

Так как расчетное сопротивление стали элементов усиления не более чем на 15% выше расчетного сопротивления стали усиленной балки $R_y = 210 \text{ МПа}$ (табл. П.1.1), расчет усиленной балки проводим по наименьшему расчетному сопротивлению, т.е. $R_y = 210 \text{ МПа}$.

Определяем требуемый момент сопротивления балки на максимальный изгибающий момент, который будет возникать после усиления балки, по формуле

$$W_{mp.} = M_{\max} / R_y = 132,2 \cdot 10^6 / 210 = 629524 \text{ мм}^3.$$

Требуемый момент инерции равен $I_{mp.} = W_{mp.} \cdot h / 2 = 93799048 \text{ мм}^4$.

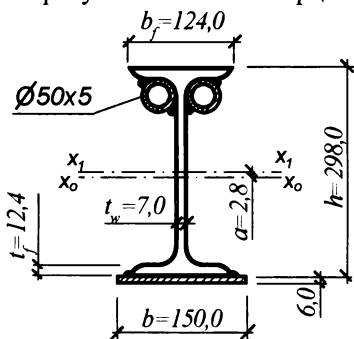


Рис. П.1.3. Конструктивное решение по усилению балки перекрытия БС1 и размеры балки с учетом коррозионных повреждений

Требуемую площадь сечения элементов усиления для сжатого и растянутого пояса приблизительно, в предположении, что центр тяжести сечения после усиления не сместится, определяем по формуле

$$A_{yc.} \approx \frac{(I_{mp.} - I_{ef}) \cdot 2}{h^2} \approx \frac{(93799048 - 70273000) \cdot 2}{298^2} \approx 530 \text{ мм}^2.$$

Сечения элементов для усиления балки принимаем следующие:

для верхнего пояса – две трубы $\varnothing 50$ мм с толщиной стенки 5,0 мм по ГОСТ 8732 (прил. 9). Геометрические характеристики одной трубы определяем по формулам:

$$A = 0,7854(D^2 - d^2) = 706,8 \text{ мм}^2; \quad I = 0,049087(D^4 - d^4) = 181130 \text{ мм}^4;$$

для нижнего пояса – стальной лист с размерами 150х6 мм, обеспечивающий производство сварки в нижнем положении, а также монтаж подвесного потолка после усиления.

Определяем положение центра тяжести усиленного сечения:

$$a = \frac{150 \cdot 6 \cdot (298/2 + 3) - 2 \cdot 706,8(298/2 - 12,4 - 50/2)}{5074 + 2 \cdot 706,8 + 150 \cdot 6} = -2,8 \text{ мм}.$$

Определяем момент инерции поперечного сечения усиленной балки:

$$I = I_{ef} + A_{ef} \cdot a^2 + I_{yc.} + A_{yc.} \cdot y_{yc.}^2 = 70,273 \cdot 10^6 + 5074 \cdot 2,8^2 + 150 \cdot 6^3 / 12 + 2 \cdot 0,18113 \cdot 10^6 + 150 \cdot 6(298/2 + 2,8 + 3,0)^2 + 2 \cdot 706,8(298/2 - 2,8 - 12,4 - 50/2)^2 = 109,0 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Напряжение в наиболее удаленной точке усиленной балки (элемент усиления нижнего, растянутого пояса) равно

$$\sigma_t = \frac{M_{\max} \cdot Y_{yc.}}{I} = \frac{132,2 \cdot 10^6 \cdot (298/2 + 2,8 + 6,0)}{109,0 \cdot 10^6} = 191,4 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа}. \quad (\text{П.1.8})$$

Проверим прочность балки по кромке растянутой полки сечения балки с учетом напряжений, существовавших в балке в момент усиления, по формуле

$$\sigma_t = \sigma_d + \frac{(M_{\max} - M_d) \cdot Y}{I} =$$

$$= 72,1 \text{ МПа} + \frac{(132,2 - 34,0) 10^6 \cdot (298 / 2 + 2,8)}{109,0 \cdot 10^6} = 208,9 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа.} \quad (\text{П.1.9})$$

Условия прочности (П.1.8...П.1.9) соблюдаются, следовательно, элементы усиления подобраны правильно.

Устойчивость усиленной балки не проверяем, так как согласно [8, п. 5.16*] нагрузка на балку передается через сплошной жесткий настил из монолитного железобетона, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки.

Так как эпюра изгибающих моментов имеет форму параболы с максимальным изгибающим моментом в середине пролета, элементы усиления можно не доводить до опор. Определим расстояние x от опоры до точки теоретического начала элементов усиления. Несущая способность неусиленной балки перекрытия с учетом коррозионных повреждений равна $M_{ult} = W_{ef} \cdot R_y = 471630 \cdot 210 = 99,04 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Изгибающий момент в балке от действия равномерно распределенной нагрузки на расстоянии x от опоры равен $M_x = q_{\max} \cdot l_o \cdot x / 2 - q_{\max} \cdot x^2 / 2$. Приравнявая $M_{ult} = M_x$, можно из полученного квадратного уравнения определить x :

$$x^2 (12,37 \cdot 3,6 \cdot 0,95) / 2 - x (12,37 \cdot 3,6 \cdot 0,95) \cdot 5,0 / 2 + 99,04 = 0.$$

Решив квадратное уравнение, получим значение $x = 1,248 \text{ м}$.

6. Конструирование и расчет присоединения элементов усиления

Присоединение элементов усиления к балке осуществляется при помощи сварки, электродами Э42А. Катет шва назначаем согласно [8, п. 12.8]. Для соединения листа с нижним поясом и труб к верхнему поясу и стенке назначаем $k_f = 4 \text{ мм}$. Расчетное сопротивление металла шва по прил. 11 [8, 52] $R_w = 180 \text{ МПа}$.

Так как усиляемая балка относится к 3-й группе конструкций, следовательно, можно использовать прерывистые (шпоночные) сварные швы [52, п. 19.3.7]. При этом шаг шпонок принимается по расчету, но не более 200 мм и не более $80i_{\min}$ в растянутых элементах и $40i_{\min}$ в сжатых элементах усиления, где $i_{\min}$ – минимальный радиус инерции элемента усиления относительно его собственной оси. Радиус инерции стального листа $i_{\min} = t_{\text{л}} / \sqrt{12} = 1,73 \text{ мм}$, стальной трубы $i_{\min} = 0,25 \sqrt{D^2 + d^2} = 16,0 \text{ мм}$. Следовательно, назначаем шаг шпоночных швов (рис. П.1.4):

для стального листа $a_w < 80 \cdot 1,73 = 138,4 \text{ мм}$, принимаем $a_w = 130 \text{ мм}$;

для стальной трубы $a_w < 40 \cdot 16,0 = 640 \text{ мм}$, принимаем $a_w = 200 \text{ мм}$.

Элементы усиления для обеспечения их полного включения в работу следует завести за место теоретического обрыва на длину b , достаточную для восприятия сварным швом усилия, равного $\alpha_w(T + N_r)$. Расчет концевых и промежуточных швов проводим по [8, п. 11] отдельно для усиления нижнего пояса и верхнего пояса.

Расчет концевых сварных швов присоединения элемента усиления (стального листа) к нижнему поясу

Определим сдвигающее усилие T_r по формуле [9]

$$T_r = \frac{Q_{\max} \cdot S_r}{I} a_w = \frac{53000 \cdot 139320}{109,0 \cdot 10^6} 130 = 8,81 \text{ кН}, \quad (\text{П.1.10})$$

где $Q_{\max}$ – наибольшая поперечная сила в пределах длины элементов усиления.

$$Q_{\max} = \frac{2 \cdot Q_{\text{он}} \cdot (l_o / 2 - x)}{l_o} = \frac{2 \cdot 105,8(5,0 / 2 - 1,248)}{5,0} = 53,0 \text{ кН}; \quad (\text{П.1.11})$$

S_r – статический момент элемента усиления относительно центральной оси усиленного сечения.

$$S_r = b_{\text{л}} \cdot t_{\text{л}} \cdot (h / 2 - a + t_{\text{л}} / 2) = 150 \cdot 6(298 / 2 + 2,8 + 3,0) = 139320 \text{ мм}^3. \quad (\text{П.1.12})$$

Продольное усилие N_r для изгибаемых элементов определяется по формуле

$$N_r = 0,5 \cdot A_r \cdot R_{yr} = 0,5 \cdot 150 \cdot 6 \cdot 240 = 108,0 \text{ кН}. \quad (\text{П.1.13})$$

Определим минимальную длину концевого участка шпоночного шва по формуле

$$l_{wk} = \frac{\alpha_w (T_r + N_r)}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{0,5(8810 + 108000)}{0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 10 \text{ мм} = 126 \text{ мм}, \quad (\text{П.1.14})$$

принимаем $l_{wk} = 130$ мм (см. рис. П.1.4).

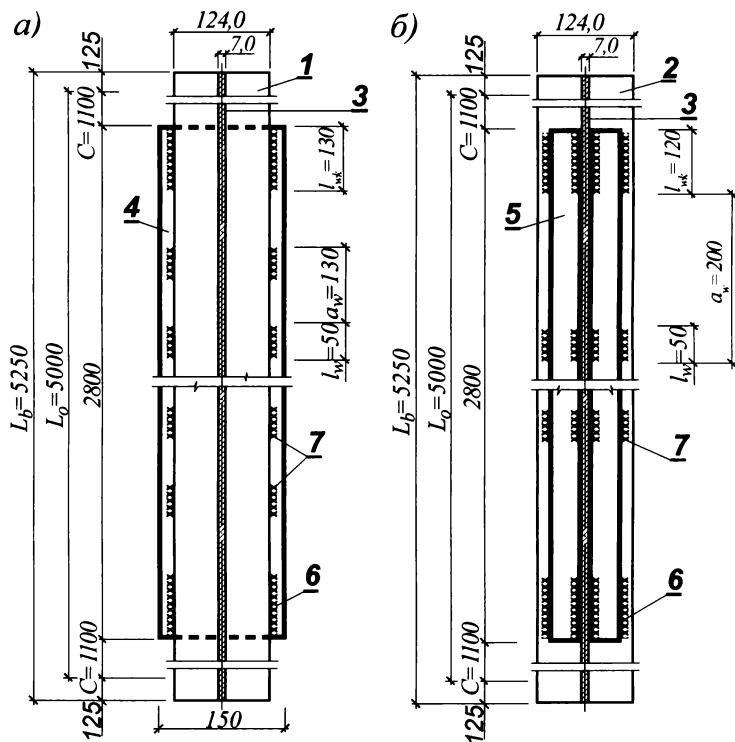


Рис. П.1.4. Сварные соединения элементов усиления с балкой БС1:

а – соединение стальных листов с нижним поясом; *б* – соединение труб с верхним поясом и стенкой; 1 – нижний пояс усиливаемой балки; 2 – верхний пояс усиливаемой балки; 3 – стенка балки; 4 – лист 150х6 усиления нижнего пояса; 5 – трубы $\varnothing 50 \times 5$ усиления верхнего пояса; 6 – концевой участок шпоночного шва; 7 – промежуточный участок шпоночного шва

Расчет концевых сварных швов присоединения элементов усиления (двух труб) к верхнему поясу и стенке

Определим сдвигающее усилие T_r по формуле

$$T_r = \frac{Q_{\max} \cdot 2 \cdot S_r}{I} a_w = \frac{53000 \cdot 2 \cdot 76906}{109,0 \cdot 10^6} 600 = 44,9 \text{ кН},$$

где статический момент трубы S_r относительно центральной оси усиленного сечения $S_r = 0,7854(D^2 - d^2) \cdot (h/2 - a - t_f - D/2) = 0,7854(50^2 - 40^2)(298/2 - 2,8 - 12,4 - 50/2) = 76906 \text{ мм}^3$.

Определим продольное усилие N_r для изгибаемых элементов по формуле $N_r = 0,5 \cdot 2 \cdot A_r \cdot R_{yr} = 0,5 \cdot 2 \cdot 706,8 \cdot 240 = 169,6 \text{ кН}$.

Определим минимальную длину концевого участка шпоночного шва по формуле

$$l_{wk} = \frac{\alpha_w(T_r + N_r)}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{0,25(44900 + 169600)}{0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 10 \text{ мм} = 116,4 \text{ мм},$$

принимаем $l_{wk} = 120 \text{ мм}$.

Минимальную длину промежуточных участков шпоночных швов определяем:

для *стального листа* – $l_w = \frac{\alpha_w \cdot T_r}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{0,5 \cdot 8810}{0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 10 \text{ мм} = 19 \text{ мм}$,

принимаем длину шва не менее 50 мм, т.е. $l_w = 50 \text{ мм}$;

для *стальных труб* – $l_w = \frac{\alpha_w \cdot T_r}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{0,25 \cdot 44900}{0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 10 \text{ мм} = 32 \text{ мм}$,

принимаем длину шва не менее 50 мм, т.е. $l_w = 50 \text{ мм}$.

Расстояние от опор до места обрыва листа и труб равно $C = x - l_{wk} = 1248 - 130 = 1118 \text{ мм}$, принимаем $C = 1100 \text{ мм}$. Длина листа и труб для усиления соответственно нижнего и верхнего поясов равна 2800 мм.

7. Расчет усиленной балки на прогиб

Определение прогиба усиленной балки производим по формуле [9, п. 4.37]

$$f = f_o + f_w + \Delta f = 5,66 + 1,86 + 5,6 = 13,12 \text{ мм} < f_u = \frac{l_o}{184} = 27,2 \text{ мм}, \quad (\text{П.1.15})$$

где f_u – предельный прогиб, определяемый в зависимости от вида конструкции (балка перекрытия), величины пролета ($l_o = 5000 \text{ мм}$), определяемый согласно [4, табл. 19];

f_o – начальное перемещение балки, определяемое по данным обследования либо расчетом для нагрузок, действовавших в момент усиления. Величину f_o определяем по формуле

$$f_o = \frac{5 \cdot q_d^n \cdot l_o^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = \frac{5 \cdot 9,88 \cdot 5000^4}{384 \cdot 2,02 \cdot 10^5 \cdot 70,273 \cdot 10^6} = 5,66 \text{ мм}, \quad (\text{П.1.16})$$

здесь $q_d^n = (2,75 + 0,14) \cdot 3,60,95 = 9,88 \text{ кН/м} = 9,88 \text{ Н/мм}$ – нормативное значение нагрузки от ж/б плиты перекрытия и собственного веса балки (остальные нагрузки удалены).

Величину дополнительного прогиба Δf усиленной балки от нормативной нагрузки, приложенной после усиления, с учетом увеличенной жесткости балки за счет элементов усиления определяем по формуле

$$\Delta f = \frac{5 \cdot q_l^n \cdot l_o^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 15,15 \cdot 5000^4}{384 \cdot 2,02 \cdot 10^5 \cdot 109,0 \cdot 10^6} = 5,6 \text{ мм}, \quad (\text{П.1.17})$$

здесь $q^*_{l_1} = (7,32 - 2,75 - 0,14) 3,60,95 = 15,15 \text{ кН/м} = 15,15 \text{ Н/мм}$ – нормативное значение длительно действующей нагрузки, которая будет приложена к балке после усиления без учета кратковременной составляющей временной нагрузки.

В связи с тем, что расчетное напряжение $\sigma_d > 0,3 R_y$, необходимо учитывать дополнительный прогиб балки f_w при ее усилении с использованием сварки.

Дополнительный прогиб определяем по формуле [9, п. 4.39], учитывая, что усиление балки проводится на части длины балки,

$$f_w = \frac{V_x \cdot l_r}{8 \cdot I} (2 \cdot l_o - l_r) (a_i \cdot n_i \cdot y_i + a_c^s \cdot n_c^s \cdot y_c^i + a_c^n \cdot n_c^n \cdot y_c^2) =$$

$$= \frac{0,64 \cdot 2800}{8 \cdot 109,0 \cdot 10^6} (2 \cdot 5000 - 2800) \cdot (-2 \cdot 0,45 \cdot 0,362 \cdot 151,8 +$$

$$+ 2 \cdot 0,297 \cdot 1,382 \cdot 133,8 + 2 \cdot 0,297 \cdot 1,239 \cdot 88,8) = 1,86 \text{ мм}, \quad (\text{П.1.18})$$

где $l_r = 2800 \text{ мм}$ – длина элемента усиления;

$V_x = 0,04 k^2_f = 0,04 \cdot 4^2 = 0,64 \text{ мм}$ – параметр продольного укорочения элемента от наложения одиночного шва;

$a_i = [(2800/130 - 1) \cdot 50 + 2 \cdot 130] / (22 \cdot 130) = 0,45$ – средний коэффициент прерывистости шпоночного шва в растянутой зоне с учетом протяженности концевых его участков;

$a_c^s = a_c^n = [(2800/200 - 1) \cdot 50 + 2 \cdot 120] / (15 \cdot 200) = 0,297$ – средний коэффициент прерывистости шпоночного шва в сжатой зоне с учетом протяженности концевых его участков.

Коэффициенты прерывистости для сплошных швов $a_i = a_c = 1,0$;

Y_i, Y_c^i, Y_c^2 – расстояния от швов до центральной оси усиленного сечения, расположенных соответственно в растянутой зоне – Y_i и двух швов в сжатой зоне – Y_c^i, Y_c^2 , принимаемые со своим знаком;

$Y_i = -(298/2 + 2,8) = -151,8 \text{ мм}; Y_c^i = 298/2 - 2,8 - 12,4 = 133,8 \text{ мм}; Y_c^2 = 298/2 - 2,8 - 12,4 - 45 = 88,8 \text{ мм};$

n_i, n_c – коэффициент, учитывающий начальное напряженно-деформированное состояние балки и схему его усиления, определяем по формуле

$$n_{i(c)} = 1 - u \frac{\ln(1 - \xi_{i(c)})}{\ln 2}, \quad (\text{П.1.19})$$

здесь $\xi_i = \sigma_d / R_y = 72,1/210 = 0,343$ – уровень начальных напряжений в зоне шва, расположенного в растянутой зоне, в наиболее нагруженном сечении балки;

$\xi_c^s = M_d y_c^s / I_{ef} R_y = 34,0 \cdot 10^6 (298/2 - 12,4) / (70,273 \cdot 10^6 \cdot 210) = 0,315$ – уровень начального напряжения в зоне верхнего сжатого шва;

$\xi_c^n = M_d y_c^n / I_{ef} R_y = 34,0 \cdot 10^6 (298/2 - 12,4 - 45) / (70,273 \cdot 10^6 \cdot 210) = 0,211$ – уровень начального напряжения в зоне нижнего сжатого шва.

Для определения коэффициента n_c (т.е. для сжатой зоны) ξ_c принимается со знаком плюс, для n_i, ξ_i принимается со знаком минус;

$u = 1,5$ при швах, расположенных в растянутой зоне, $u = 0,7$ при швах, расположенных в сжатой зоне сечения балки.

Тогда коэффициенты n_i, n_c соответственно равны

$$n_i = 1 - 1,5 \frac{\ln(1 - (-0,343))}{\ln 2} = 0,362;$$

$$n_c^s = 1 - 0,7 \frac{\ln(1 - 0,315)}{\ln 2} = 1,382; \quad n_c^n = 1 - 0,7 \frac{\ln(1 - 0,211)}{\ln 2} = 1,239.$$

Спецификации на усиление балки БС1 приведены в табл. П. 1.3, П. 1.4.

8. Порядок производства работ при усилении балки БС1

1. Перед началом работ по усилению с перекрытия должны быть удалены временные нагрузки и демонтированы пол и подвесной потолок, с тем чтобы расчетное напряжение не превышало $\sigma_d < 0,6 R_y$.

2. Усиливаемая балка должна быть очищена от продуктов коррозии механическим или ручным инструментом.

3. Элементы усиления (см. рис. П. 1.4, поз. 4, 5) подготовить в соответствии с размерами, приведенными в проекте.

4. В связи с тем, что усиление балки двустороннее, т.е. усиливается растянутая и сжатая зона, в первую очередь следует приварить стальной лист (поз. 4) к растянутой зоне, а потом к сжатой зоне приварить трубы (поз. 5).

5. Перед проведением приварки листа и труб к поясам (поз. 1, 2) и стенке (поз. 3) необходимо элементы усиления (поз. 4, 5) присоединить по всей их длине к балке при помощи струбцин.

6. Приварить элементы усиления (сначала стальной лист (поз. 4)) сварочными прихватками длиной 20 мм и шагом 500 мм к балке (поз. 1).

7. Сварку производить начиная с концевых участков (поз. 6) шпоночных швов, а потом наложить промежуточные швы (поз. 7) длиной не менее 50 мм.

8. Сварку вести электродами типа Э42 или Э42А по ГОСТ 9467-75*.

9. После выполнения сварочных работ провести зачистку швов и нанести лакокрасочные защитные покрытия (см. разд. 3.9).

Таблица П.1.4

Спецификация на БС1 (КУ-1)

Поз	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч. (масса всего, кг)
		<i>Детали</i>			
4		Лист стальной 150х6х2800	1	19,8	19,8
5		Труба стальная 50х5х2800	2	15,5	31,1

Таблица П.1.5

Спецификация стали С245 по ГОСТ 27772-88

Марка	Поз.	Сечение	Длина, мм	Кол.	Масса, кг			Примечание
					поз.	всех	марки	
БС1 (КУ-1)	4	– 150х6	2800	1	19,8	19,8	50,9	
	5	О 50х5	2800	2	15,5	31,1		

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ МЕТОДОМ РЕГУЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ

1. Задание на проектирование

Задание на проектирование усиления балки БС1, результаты обследования реконструируемого здания, геометрические характеристики балки, прочностные характеристики стали, нагрузки и возникающие усилия в балке в процессе реконструкции и после ее проведения принимаем аналогично данным, приведенным в прил. 1 (п. 1...4).

2. Принятие конструктивного решения по усилению и расчет усиленной балки

Усиление балки осуществляем методом регулирования напряжений в балке при помощи устройства горизонтальных предварительно напряженных тяжей, расположенных в растянутой зоне с двух сторон балки, за пределами ее высоты. Расположение тяжей за пределами высоты балки определяется необходимостью максимально увеличить несущую способность балки.

Расположение тяжей относительно нижнего пояса балки зависит от отношения M_{max}/M_{ult} , где $M_{ult} = W_{ef}R_y = 471630210 = 99,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$. При значении $M_{max}/M_{ult} \leq 1,2$ рекомендуется затяжку располагать на минимальном из конструктивных соображений расстоянии от нижнего пояса, при $1,2 < M_{max}/M_{ult} \leq 1,5$ затяжку располагают на расстоянии 100...150 мм от нижнего пояса, при $M_{max}/M_{ult} > 1,5$ затяжку располагают на расстоянии 350...400 мм от нижнего пояса балки или используют шпренгельную систему. В данном случае $M_{max}/M_{ult} = 132,2/99,04 = 1,34$, следовательно, затяжку проектируем на 100 мм ниже балки. В этом случае расстояние от оси затяжки до центра тяжести балки $c = 298/2 + 100 = 249 \text{ мм}$. Конструктивное решение по усилению приведено на рис. П.2.2.

Тяжи принимаем в виде двух стержней из круглого проката по ГОСТ 2590-88. Марка стали для тяжей – 16Г2АФ по ГОСТ 19282-73*, класс стали С440. Углеродный эквивалент для данной стали равен $C_3 = 0,51\% < 0,55\%$. Это позволит проводить сварку стали без образования трещин в сварном шве. Расчетное сопротивление стали элементов усиления с толщиной проката до 30 мм $R_y = 430 \text{ МПа}$ [8, табл. 51*].

Устройство горизонтальных преднапряженных затяжек превращает усиливаемую балку в комбинированную статически неопределимую систему, состоящую из балочного элемента и стальной затяжки. Тяжи затяжек должны рассматриваться в совместной работе с балкой. При совместной работе, которая осуществляется созданием предварительного напряжения, в тросах возникают растягивающие усилия от действия нагрузки, приложенной после включения в работу тяжей.

Реактивное опорное давление от затяжки передается внецентренно на опорные сечения усиливаемой балки, поэтому в балке кроме сжатия возникают опорные моменты, имеющие обратное направление по сравнению с моментами от внешних вертикальных нагрузок (рис. П.2.1). Следовательно, балка, являясь первоначально изгибаемым элементом и усиленная преднапряженными горизонтальными затяжками, превращается в сжато-изгибаемый элемент.

Усилие сжатия N , передающееся внецентренно на усиливаемую балку БС1, определяется с учетом возможного снижения предварительного напряжения за счет обмятия поверхностей анкеров и шайб в опорных узлах затяжки, которое учитывается коэффициентом $\kappa_n = 0,92$.

Предварительно определяем величину усилия сжатия N по формуле

$$N > R_y \cdot A_{ef} (M_{max} / M_{ult} - 1) / (c \cdot A_{ef} / W_{ef} - 1). \quad (\text{П.2.1})$$

$$N > 210 \cdot 5074 (1,34 - 1) / (249 \cdot 5074 / 471630 - 1) \approx 216 \text{ кН}.$$

Определяем минимальную площадь затяжки по формуле

$$A_{sp} > N / (\kappa_n \cdot R_y) = 216 / (0,92 \cdot 430) = 546 \text{ мм}^2. \quad (\text{П.2.2})$$

Принимаем для выполнения затяжки два стержня $\varnothing 20$ мм, тогда расчетная площадь сечения стержней равна $A_{sp} = 2 \cdot 314,0 = 628,0 \text{ мм}^2$.

$$\text{Усилие сжатия } N \text{ равно } N = \kappa_n \cdot R_y \cdot A_{sp} = 0,92 \cdot 430 \cdot 628,0 = 248,4 \text{ кН}. \quad (\text{П.2.3})$$

На концы стержней навариваем болты класса 8.8 с расчетным сопротивлением болта на растяжение $R_{bt} = 400 \text{ МПа}$ [8, табл. 58*]. Требуемая площадь поперечного сечения стержней с учетом нарезки равна

$$A_{bn} = N / R_{bt} = 248,4 \cdot 10^3 / 400 = 621 \text{ мм}^2.$$

Принимаем два болта $\varnothing 24$ мм, тогда расчетная площадь сечения болтов нетто с учетом нарезки резьбы для проведения натяжения при помощи гаек равна

$$A_{bn} = 2 \cdot 352,0 = 704,0 \text{ мм}^2 > 621 \text{ мм}^2.$$

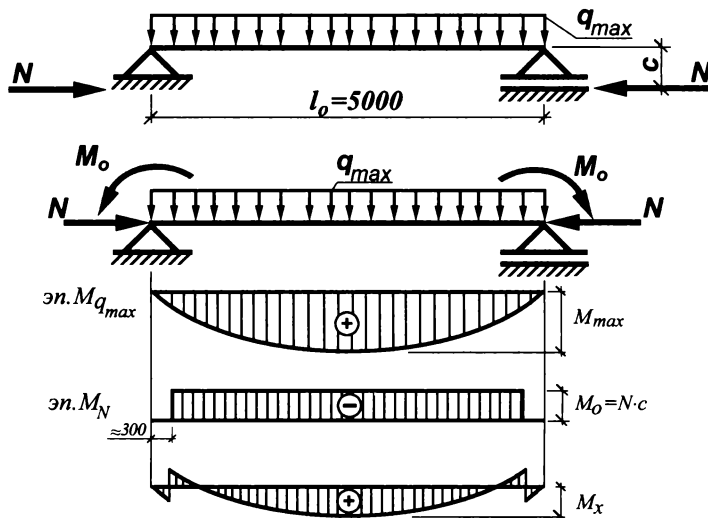


Рис. П.2.1. Расчетные схемы и эпюры моментов усиленной балки

Определяем усилие X , возникающее в стержнях затяжки от внешних нагрузок, которые будут действовать после проведения работ по усилению балки, по формуле [27]

$$X = \frac{q \cdot l_0^2}{12 \cdot K} = \frac{31,43 \cdot 5000^2}{12 \cdot 745,3} = 87,9 \text{ кН}, \quad (\text{П.2.4})$$

где $q = q_{max} - (g_{пл.} + g_{с.в.}) = (12,37 - 3,18) \cdot 3,60 \cdot 0,95 = 31,43 \text{ кН/м} = 31,43 \text{ Н/мм}$ – нагрузка, которая будет приложена к балке после проведения усиления;

$g_{пл.} + g_{с.в.} = 3,03 + 0,15 = 3,18 \text{ кН/м}^2$ – нагрузка, действующая при выполнении работ по усилению балки;

K – коэффициент, определяемый по методике, разработанной Н.М. Онуфриевым [27].

$$K = \frac{I_{ef} \cdot E}{E_{sp} \cdot A_{sp} \cdot c} + \frac{I_{ef}}{A_{ef} \cdot c} + c = \frac{70,273 \cdot 10^6 \cdot 2,02 \cdot 10^5}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 628 \cdot 249} + \frac{70,273 \cdot 10^6}{5074 \cdot 249} + 249 = 745,3 \text{ мм}, \quad (\text{П.2.5})$$

здесь $c = h/2 + 100 = 298/2 + 100 = 249 \text{ мм}$ – расстояние от оси затяжки до центральной оси усиливаемой балки;

E_{sp}, E – соответственно модули упругости стали затяжки и усиливаемой балки;

I_{ef}, A_{ef} – момент инерции и площадь поперечного сечения усиливаемой балки с учетом коррозионных повреждений.

Величину предварительного напряжения в затяжке, которое необходимо создать для включения затяжки в работу и разгрузки усиливаемой балки, определяем по сечению стержней затяжки – 2 $\varnothing 20 \text{ мм}$ с $A_{sp} = 2314 = 628 \text{ мм}^2$. Предварительное напряжение будет создаваться электротермомеханическим способом с контролем преднапряжения на участке между упорами.

$$\sigma_{sp} = (N - X) / A_{sp} = (248,4 - 87,9) / 628,0 = 255,6 \text{ МПа}. \quad (\text{П.2.6})$$

Поскольку тужи затяжки прикреплены к балке внецентренно, то вблизи опор возникнут изгибающие моменты, равные

$$M_o = N \cdot c = 248,4 \cdot 0,249 = 61,85 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (\text{П.2.7})$$

Тогда расчетный изгибающий момент в середине пролета балки, определяемый с учетом разгружающего момента M_o , равен $M_x = M_{\max} - M_o = 132,2 - 61,85 = 70,35 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

При проектировании данного вида усиления рекомендуется соблюдать условие $M_o \leq M_x$.

Расчет усиленной балки проводим как сжато-изгибаемого элемента согласно требованиям [8, п. 5.24*...5,27*].

Расчет на прочность выполняем по формуле

$$\frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_x}{I_{ef}} y \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot \gamma_M; \quad (\text{П.2.8})$$

$$\frac{248400}{5074} + \frac{70,35 \cdot 10^6}{70,273 \cdot 10^6} (298 / 2) = 198,1 \text{ МПа} < 210 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 210 \text{ МПа},$$

где $N = 248,4 \text{ кН}$, $M_x = 70,35 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – значения соответственно продольной силы и изгибающего момента, возникающих в балке после усиления;

$y = h/2 = 149 \text{ мм}$ – координата рассматриваемой точки сечения относительно главной оси;

$A_{ef} = 5074 \text{ мм}^2$, $I_{ef} = 70,273 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$ – соответственно площадь поперечного сечения и расчетный момент инерции сечения относительно оси X с учетом коррозии (см. прил. 1);

$R_y = 210 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали балки (см. прил. 1);

$\gamma_c = \gamma_M = 1,0$ – коэффициенты условий работы для конструкций, относящихся ко 2-й группе (см. разд. 3.5).

Расчет на устойчивость сжато-изгибаемого элемента постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняем согласно [8, п. 5.27*] по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A_{red}} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (\text{П.2.9})$$

$$\frac{248400}{0,263 \cdot 5074} = 186,1 \text{ МПа} < 210 \text{ МПа},$$

где $A_{red} = A_{ef} = 5074 \text{ мм}^2$ – приведенная площадь поперечного сечения балки, принимаемая равной A_{ef} , так как выполняется условие [8, п. 7.14*]

$$h_{ef} / t_w = (298 - 2 \cdot 12,4) / 7,0 = 39 < \lambda_{uw} \sqrt{E / R_y} = 49,1, \quad (\text{П.2.10})$$

при этом значение λ_{uw} определяем по формуле $\lambda_{uw} = 1,30 + 0,15 \cdot \bar{\lambda}^2 = 1,582$; (П.2.11)

$\varphi_e = 0,263$ – коэффициент, определяемый по [8, табл. 74] в зависимости от условной гибкости λ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,515 \cdot 3,045 = 4,61, \quad (\text{П.2.12})$$

здесь η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по [8, табл. 73] при значении $A_f/A_w \geq 1,0$, по формуле

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,02(6 - m) \cdot \bar{\lambda} = 1,515; \quad (\text{П.2.13})$$

$m = eA/W_c = 283 \cdot 5074 / 471630 = 3,045$ – относительный эксцентриситет;

здесь $e = M_x/N = 70,35/248,4 = 0,283 \text{ м}$ – эксцентриситет;

W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна;

λ – условная гибкость, определяемая по значению гибкости элемента λ , по формуле

$$\lambda = \lambda \cdot R_y / E = 42,5 \cdot 210 / 2,02 \cdot 10^5 = 1,37; \quad (\text{П.2.14})$$

λ – гибкости элемента λ , определяемая по формуле

$$\lambda = l_{ef} / i = l_{ef} / \sqrt{\frac{I_{ef}}{A_{ef}}} = 5000 / \sqrt{\frac{70,273 \cdot 10^6}{5074}} = 42,5, \quad (\text{П.2.15})$$

здесь l_{ef} – расчетная длина балки постоянного сечения, определяемая по формуле [8, п. 6.8*] $l_{ef} = \mu \cdot l_o = 1,0 \cdot 5000 = 5000 \text{ мм}$.

3. Конструкция и расчет анкерных устройств

Конструкцию анкерных устройств принимаем по типу вилочного анкера (рис. П.2.2, деталь сборочная М1). Такая конструкция принята для того, чтобы избежать выполнения монтажных потолочных швов при присоединении анкера к балке, а также поперечных сварных швов, применение которых в растянутых элементах (нижняя полка балки) не рекомендуется. Анкер (сборочная деталь М1) выполняется в заводских условиях.

Поскольку максимальное усилие на каждый стержень $N = 124,2 \text{ кН}$, принимаем гайки и шайбы, применяемые для болтов класса прочности 8.8. Гайки принимаем класса прочности 8 по ГОСТ 5915-70*, шайбы круглые – по ГОСТ 11371-78*, толщиной 5 мм. Толщину листа (поз. 6) принимаем 18 мм, толщину упорной пластины и ребер жесткости анкера – 12 мм. Материал для анкера – сталь класса С275 по ТУ 14-1-3023-80 с $R_y = 270 \text{ МПа}$.

Сварку элементов анкера и анкера к усиливаемой балке осуществляем электродами Э46 [8, прил. 2]. Катеты швов назначаем согласно [8, п. 12.8]. Для соединения листа анкера (поз. 6) к нижней полке балки назначаем максимальный для этого шва катет $k_f = 8 \text{ мм}$, так как полка балки имеет на кромках закругления. Расчет сварных швов (рис. П.2.2, швы № 1), крепящих анкер к нижнему поясу усиливаемой балки, проводим на действие изгибающего момента, равного $M = Ne = 248,4 \cdot 0,100 = 24,84 \text{ кНм}$, где e – расстояние от оси стержней до рассчитываемого шва (см. рис. П.2.2) и сдвигающей силы $N = 248,4 \text{ кН}$. Принимаем расчетную длину сварного шва $l_w = 280 \text{ мм}$. Расчет проводим по формулам:

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = 187,3 \text{ МПа} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 200 \text{ МПа}; \quad (\text{П.2.16})$$

$$\tau_w = \frac{N}{2 \cdot \beta_w \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{248400}{2 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 280} = 79,2 \text{ МПа}; \quad (\text{П.2.17})$$

$$\sigma_w = \frac{M}{2 \cdot W_w} = \frac{M \cdot 6}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2} = \frac{24,84 \cdot 10^6 \cdot 6}{2 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 290^2} = 169,7 \text{ МПа}, \quad (\text{П.2.18})$$

где $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление металла шва [8, табл. 56]. Принимаем длину шва с учетом 10 мм на непровар $l_w = 290 \text{ мм}$, следовательно, длина стальной пластины (рис. П.2.2, поз. 6) равна 290 мм.

Расчет сварных швов (рис. П.2.2, швы № 2), крепящих ребра жесткости (поз. 8) к пластине (поз. 6) анкера, проводим на действие сдвигающей силы $N = 248,4 \text{ кН}$ и изгибающего момента, равного $M = Ne = 248,4 (0,100 - 0,018) = 20,37 \text{ кН·м}$, где e – расстояние от оси стержней до рассчитываемых швов № 2 (рис. П.2.2).

Назначаем минимальный для этого шва катет $k_f = 6 \text{ мм}$. Принимаем расчетную длину сварного шва $l_w = 190 \text{ мм}$. Расчет проводим по формулам (П.2.16...П.2.18):

$$\sigma = \sqrt{\tau_w^2 + \sigma_w^2} = 144,0 \text{ МПа} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 200 \text{ МПа};$$

$$\tau_w = \frac{248400}{6 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 190} = 51,9 \text{ МПа}; \quad \sigma_w = \frac{20,37 \cdot 10^6 \cdot 6}{6 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 190^2} = 134,3 \text{ МПа}.$$

Принимаем длину шва с учетом 10 мм на непровар $l_w = 200 \text{ мм}$, следовательно, длина ребра жесткости (рис. П.2.2, поз. 8) равна 200 мм.

Проверим прочность среднего участка упорной пластины (поз. 7), усиленного ребром жесткости (поз. 8), на действие изгибающего момента, равного

$$M = Ne = 124,2 (0,100 - 0,018) = 10,18 \text{ кН·м},$$

где e – расстояние от оси стержней до внутренней грани листа (поз. 6). Средний участок упорной пластины, усиленный ребром жесткости, представляет собой тавровое сечение с полкой размером 60x12 мм и стенкой размером 12x200 мм.

Определим положение центра тяжести тавра относительно наружной грани упорной пластины $y = S/A = (60 \cdot 12 \cdot 6 + 12 \cdot 200 \cdot 112) / (60 \cdot 12 + 12 \cdot 200) = 88 \text{ мм}$.

Момент инерции таврового сечения равен

$$I = t_w \cdot h_w^3 / 12 + t_w \cdot h_w \cdot a_w^2 + b_f \cdot t_f^3 / 12 + t_f \cdot b_f \cdot a_f^2 = 12 \cdot 200^3 / 12 + 12 \cdot 200 (124 - 100)^2 + 60 \cdot 12^3 / 12 + 12 \cdot 60 (88 - 6)^2 = 14,23 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления таврового сечения относительно нижней грани сечения равен $W = I / (h_w + t_w - y) = 14,23 \cdot 10^6 / (200 + 12 - 88) = 0,1148 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$.

Максимальные напряжения в сечении равны

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{10,18 \cdot 10^6}{0,1148 \cdot 10^6} = 88,7 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 270 \text{ МПа}.$$

4. Создание предварительного напряжения в затяжке

Предварительное напряжение в стержнях затяжки создается электротермомеханическим способом. Стержни с предварительно наваренными на концах болтами $\varnothing 24$ класса 8.8 вставляются в заранее просверленные отверстия, на концы стержней надеваются шайбы и гайки. Производится натяжка стержней вручную, чтобы ликвидировать возможные неров-

ности и провисание самих стержней. Далее при помощи трансформатора к стержням подводится электрический ток с требуемыми характеристиками. Стержни нагреваются, и одновременно производится подтяжка гаек до требуемой величины.

Напряжение, которое необходимо создать в стержнях, равно $\sigma_{sp} = 255,6 \text{ МПа}$.

Усилие натяжения для каждого стержня равно $N = (248,4 - 87,9) / 2 = 80,3 \text{ кН}$.

Необходимо определить характеристики трансформатора, температуру, на которую необходимо нагреть стержни, и время работы трансформатора.

Рекомендуемая температура нагрева для стали класса C440 – не более 300°C , время нагрева от 0,5 до 10 мин. Оптимальное время нагрева – 1...3 мин. Необходимую температуру нагрева определяем, присоединяя контакты трансформатора на некотором расстоянии от сварного стыка болтов и стержней ($l_{наг.} = 3500 \text{ мм}$), по формуле

$$\Delta t = \frac{\Delta l}{\alpha_l \cdot l_{наг.}} = \frac{6,44}{12,0 \cdot 10^{-6} \cdot 3500} = 153^\circ\text{C}, \quad (\text{П.2.19})$$

где $\alpha_l = 12,0 \cdot 10^{-6} \text{ } 1^\circ\text{C}$ – коэффициент линейного расширения стали при температурном интервале $t = 20...300^\circ\text{C}$;

Δl – расчетное удлинение арматурных стержней, необходимое для создания предварительного напряжения в стержнях с учетом потерь, определяемое по формуле

$$\Delta l = \frac{k \cdot \sigma_{sp} \cdot l}{k_n \cdot E} = \frac{1,05 \cdot 255,6 \cdot 4550}{0,92 \cdot 20,6 \cdot 10^4} = 6,44 \text{ мм}, \quad (\text{П.2.20})$$

здесь $k = 1,05$ – коэффициент, учитывающий упругопластические свойства стали при напряжении до 600 МПа ;

$k_n = 0,92$ – коэффициент, учитывающий потери, возникающие при смятии стали в анкерных устройствах;

$l = 4550 \text{ мм}$ – расстояние между упорными плитами анкеров.

Длина заготовки для стержней затяжки определяется как расстояние между упорами за минусом по 25 мм с каждой стороны на болты – $l_{sp} = l - 2 \cdot 25 = 4550 - 2 \cdot 25 = 4500 \text{ мм}$.

Длина болта равна $l_b = l_{резьба} + 25 = 40 + 25 = 65 \text{ мм}$. Длина резьбы на болтах определяется с учетом Δl : $l_{резьба} = \delta_{ш.} + \delta_{г.} + \Delta l + 5 \text{ мм} = 5 + 20 + 6,44 + 5 \approx 40 \text{ мм}$.

Принимаем сварочный трансформатор марки СТАН-0 [24] или другой с возможностью регулирования силы тока в пределах $50...200 \text{ А}$. Силу тока назначаем равной $I = 70 \text{ А}$.

Необходимое время нагрева стержней определяем по формуле

$$T = \frac{q \cdot c \cdot \Delta t}{0,86 \cdot I^2 \cdot R_l - \alpha'' \cdot w \cdot \Delta t} = \frac{8,63 \cdot 0,134 \cdot 153}{0,86 \cdot 70^2 \cdot 2,13 - 12,1 \cdot 0,22 \cdot 153} = 0,02065 \text{ ч} = 1,239 \text{ мин} = 74 \text{ с}, \quad (\text{П.2.21})$$

где $q = 314 \cdot 3500 \cdot 7,85 \cdot 10^{-6} = 8,63 \text{ кг}$ – масса одного стержня длиной 3500 мм , т.е. между точками нагрева стержня;

$c = 0,115 \text{ ккал/кг}^\circ\text{C} = 0,134 \text{ Вт} \cdot \text{ч/кг}^\circ\text{C}$ – удельная теплоемкость стали;

$w = 0,22 \text{ м}^2$ – площадь поверхности стержня $\varnothing 20 \text{ мм}$ на нагреваемом участке длиной $3,5 \text{ м}$;

$\alpha'' = 1,29 (\Delta t / d_{sp})^{0,25} = 1,29 (153 / 0,02)^{0,25} = 12,1 \text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$ – коэффициент теплоотдачи с единицы поверхности стержня;

$R_l = R_{l5} [1 + \alpha (t_{кон.} - 15)] = 1,09 [1 + 6,25 \cdot 10^{-3} \cdot 153] = 2,13 \text{ Ом}$ – омическое сопротивление

нагреваемого стержня при конечной температуре $t_{\text{кон.}} = \Delta t + 15^\circ\text{C} = 168^\circ\text{C}$; здесь $\alpha' = 6,25 \cdot 10^{-3} \text{ } 1^\circ\text{C}$ – температурный коэффициент стали;

$$R_{15} = I_{\text{наг}} \frac{\rho}{a_{sp}} = 3500 \frac{0,098}{314} = 1,09 \text{ Ом} - \text{омическое сопротивление стержней при тем-}$$

пературе $t=15^\circ\text{C}$;

$\rho = 0,098 \text{ Ом}\cdot\text{мм}^2/\text{мм}$ – удельное сопротивление стального стержня;

$a_{sp} = 314 \text{ мм}^2$ – площадь поперечного сечения стержня.

Спецификация стали на изготовление анкера приведена в *табл. П.2.1*. Спецификация на усиление БС1 приведена в *табл. П.2.2*.

5. Порядок производства работ по усилению балки БС1

1. Перед началом работ по усилению балки БС1 должен быть демонтирован подвесной потолок, изготовлены на заводе анкера (*рис. П.2.2*, поз. 4 (М1)), гайки (поз. 10) и шайбы (поз. 11).
2. Усиливаемая балка БС1 (поз. 1) должна быть очищена от продуктов коррозии механическим или ручным инструментом.
3. На каждую усиливаемую балку отрезать электроножницами или газовой резкой два стержня (поз. 5) необходимой длины и приварить на концы болты $\varnothing 24 \text{ мм}$ с длиной резьбы 65 мм.
4. Присоединить анкера (поз. 4 (М1)) к балке при помощи трубцин в заранее отмеченных на нижней полке балки местах. Поставить две временные разгружающие стойки под балку и подклинить их для включения в совместную работу с балкой.
5. Присоединить ребра жесткости (поз. 13) в местах установки анкеров М1, к стенке и полкам балки при помощи сварки.
6. Приварить анкера (поз. 4) к нижнему поясу балки (поз. 1) сварочными швами (швы № 1) длиной 290 мм с $k_f = 8 \text{ мм}$, электродами марки Э46, $\varnothing 4 \text{ мм}$. После присоединения анкеров временные стойки убрать и провести зачистку сварных швов.
7. Вставить подготовленные стержни (поз. 5) в отверстия (поз. 9). Надеть шайбы и гайки так, чтобы за гайку выходило не менее одной нитки резьбы.
8. Подтянуть гайки с одного конца стержня вручную, чтобы ликвидировать возможное провисание стержня.
9. Подсоединить параллельно к стержням (поз. 5) в отмеченных местах выбранный по расчету сварочный трансформатор. Включить трансформатор на необходимое по расчету время (74 с) и одновременно производить подтяжку гаек на двух стержнях до необходимой величины. Подтяжку гаек производить параллельно на двух стержнях с одной стороны балки.
10. Присоединение контактов к стержням должно проводиться с обеспечением плотности прижима контактов к арматуре. Усилие прижима для диаметра 20 мм не менее 200 кг. В случае необеспечения необходимого прижима возможен местный перегрев стержней, что может привести к потере ее прочности. Нагрев арматурных стержней производить только один раз. При проведении работ предусмотреть мероприятия по технике безопасности во избежание поражения электрическим током.
11. Контролировать величину напряжения в стержнях можно на концах стержня штангенциркулем с ценой деления 0,01 мм или индикатором часового типа.
12. После выполнения работ нанести лакокрасочное защитное покрытие.

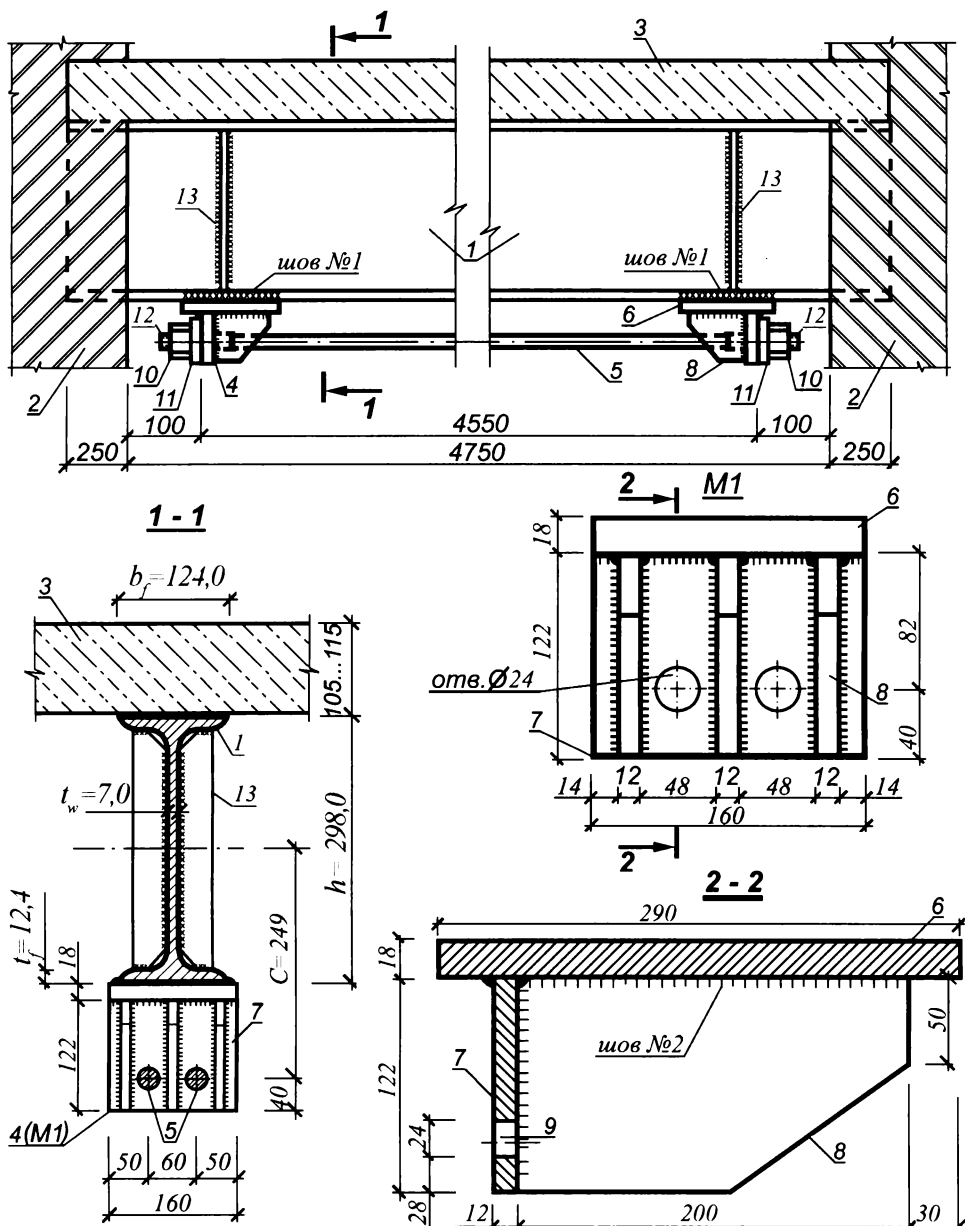


Рис. П.2.2. Конструктивное решение усиления балки горизонтальными предварительно напряженными затяжками:

1 – усиливаемая балка БС1; 2 – несущие кирпичные стены; 3 – монолитная железобетонная плита перекрытия; 4 – анкерное устройство (М1); 5 – предварительно напряженные стержни Ø20 мм из стали класса С440; 6 – стальной лист 290x160x18 мм; 7 – упорная пластина 160x122x12; 8 – ребра жесткости 200x122x12; 9 – отверстия под болты Ø24 мм; 10 – гайки класса прочности 8 по ГОСТ 5915-70*; 11 – шайбы круглые по ГОСТ 11371-78*; 12 – болт Ø24 мм; 13 – ребра жесткости 40x6

Спецификация стали С275 по ГОСТ 27772-88

Марка	Поз.	Сечение	Длина, мм	Кол.	Масса, кг			Примечание
					поз.	всех	марки	
M1	6	– 160x18	290	1	6,6	6,6	15,4	
	7	– 122x12	160	1	1,9	1,9		
	8	– 122x12	200	3	2,3	6,9		

Таблица П.2.2

Спецификация на БС1 (КУ-1)

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч. (масса всего, кг)
		<u>Сборочные единицы</u>			
4		Анкер M1	2	15,4	30,8
		<u>Детали</u>			
5		Ø 20 С440 ГОСТ 19282-73*, l = 4500	2	11,1	22,2
13		Пластина – 40x6, l = 273	4	0,51	2,10
12		Болт Ø 24 СТ СЭВ 182-75, l = 65	4	0,23	0,92
10		Гайка М 24 по ГОСТ 5915-70*	4	0,08	0,32
11		Шайба круглая по ГОСТ 11371-78*	4	0,06	0,24

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ РЕБРИСТОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ НАРАЩИВАНИЕМ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ

1. Задание на проектирование

После проведения детального обследования строительных конструкций здания, выявления дефектов и повреждений железобетонных ребристых плит перекрытия, а также в связи с увеличением временной нагрузки на перекрытие необходимо выполнить оценку несущей способности плит согласно требованиям норм [14, 49, 50] и сделать вывод о техническом состоянии плит и необходимости их усиления.

2. Результаты обследования плит

Плиты эксплуатируются в перекрытии отапливаемого здания. Среда эксплуатации конструкций – неагрессивная. Уровень ответственности здания – II (нормальный), коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, $\gamma_n = 0,95$ [4]. Влажность воздуха – 65%.

а. Геометрия плит

В результате проведенного обследования выявлены опалубочные размеры плит (рис. П.3.1). Высота плит $h = 300$ мм, ширина верхней полки $b_f' = 1460$ мм, толщина $h_f' = 30$ мм, толщина ребер по низу – 65 мм. Длина плиты $l = 5970$ мм, расчетный пролет плиты $l_0 = 5850$ мм. По геометрическим характеристикам плиты можно отнести к плитам, выполненным по серии ПК-01-106 [30].

б. Материалы (армирование и бетон)

Армирование плит было определено по результатам вскрытия арматуры. В результате выяснено, что армирование плит рабочей арматурой выполнено из горячекатаной стержневой арматурной стали периодического профиля класса А300 (А-II). По величине эксплуатационных нагрузок и результатов вскрытия была определена марка плит по серии [30] – ПКЖ-3, марка бетона плит М200, армирование плит выполнено:

- рабочая арматура в продольных ребрах – 2 Ø18 А300 (А-II) с $A_s = 509$ мм²;
- рабочая арматура в поперечных ребрах – Ø10 А240 (А-I) с $A_s = 78,5$ мм²;
- армирование сжатой зоны – каркасы КР-3 в продольных ребрах 2 Ø6 А240 (А-I) с $A_s' = 57$ мм², каркасы КР-6 в поперечных ребрах – Ø4 В-I с $A_s' = 12,6$ мм², сетка С1 в полке плиты – Ø4 В-I с шагом в обоих направлениях $S = 200$ мм.

В плитах, в середине пролета, выявлено полное разрушение защитного слоя в продольных и поперечных ребрах плит, оголение и коррозия рабочей арматуры. Величина коррозии достигает величины – 15% по площади рабочей арматуры. Следовательно, фактическое армирование плит на момент проведения обследования составляет:

- рабочая арматура в продольных ребрах плит – 2 Ø16,6 А300 (А-II) с $A_s = 432,6$ мм²;
- рабочая арматура в поперечных ребрах плит – Ø9,2 А240 (А-I) с $A_s = 66,4$ мм²;
- армирование сжатой зоны: для продольных ребер – 2 Ø6 А240 (А-I) с $A_s' = 57$ мм² + 8 Ø4 В-I с $A_s' = 101$ мм², всего $A_s' = 158$ мм², для поперечных ребер – сетка С1 (3 Ø4 В-I с $A_s' = 37,7$ мм²) + Ø4 В-I с $A_s' = 12,5$ мм², всего $A_s' = 50,2$ мм².

в. Нагрузки

Нагрузки, приведенные в серии [30] для ПКЖ-3, составляют:

- полная, расчетная нагрузка $q = 5,3$ кН/м² с учетом нагрузки от собственного веса плиты;
- расчетная нагрузка от собственного веса плиты с учетом заливки швов $g_{пл} = 1,88$ кН/м².

Нагрузки, определенные по результатам обмеров и вскрытия, а также нагрузки, которые будут действовать после проведения реконструкции, приведены в *табл. П.3.1*. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимаем по [4, п. 2.2].

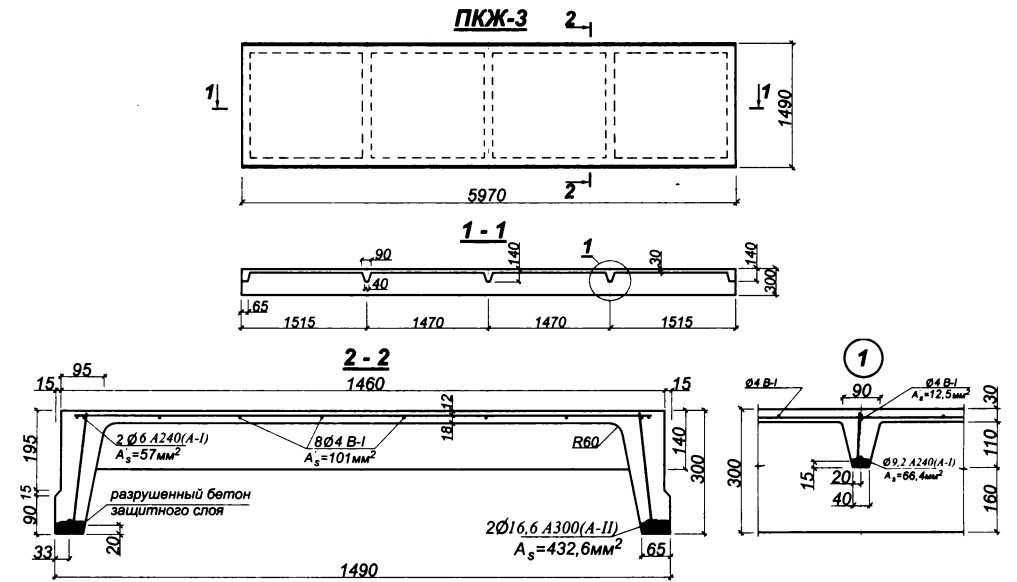


Рис. П.3.1. Результаты обмеров и определения армирования плит ПКЖ-3

Таблица П.3.1

Определение нагрузок на плиту, $\kappa\text{Н/м}^2$

Наименование нагрузки	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
1. Постоянные нагрузки:			
1.1. Нагрузка от пола до реконструкции	0,70	1,1	0,77
1.2. Железобетонные, ребристые плиты по серии [30], с учетом заполнения швов	1,71	1,1	1,88
1.3. Нагрузка от пола после реконструкции	0,9	1,1	1,00
ИТОГО ПОСТОЯННАЯ g: до реконструкции	2,41	–	2,65
после реконструкции	2,61	–	2,88
2. Временная p:			
до реконструкции полная по [4, табл. 3, п. 3]	2,00	1,2	2,40
после реконструкции полная по [4, табл. 3, п. 4]	4,20	1,2	5,04
ВСЕГО q:			
до реконструкции полная – q	4,41		5,05
после реконструкции полная – q _{max}	6,81		7,92

3. Расчетные и нормативные характеристики материалов

Характеристики материалов определяем по [14, 50], *табл. П.3.2, П.3.3.*

а. Бетон

Марка бетона плит, определенная двумя неразрушаемыми методами – ударно-импульсным (прибор ОНИКС 2.5) и пластической деформации (молоток Кашкарова), – M205, что соответствует марке, приведенной в серии для этих плит.

Класс бетона B определяем по прил. 13 по формуле

$$B = M(1 - \eta \cdot v) / 9,81 = 205(1 - 1,64 \cdot 0,135) / 9,81 = 16,2 \text{ МПа}, \quad (\text{П.3.1})$$

где $M = 205 \text{ кг/см}^2$ – марка бетона;

$v = 0,135$ – рекомендуемый коэффициент вариации при переходе к классу бетона;

$\eta = 1,64$ – стандарт для принятой обеспеченности $P = 0,95$.

Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,9$ [50, п. 5.1.10, а].

Таблица П.3.2

Характеристики бетона с учетом γ_{b1} по [50, табл. 5.1, 5.2, 5.4] или по прил. 13

Класс бетона	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа		Начальный модуль упругости, $E_b \cdot 10^{-3}, \text{ МПа}$
	$R_{b,n} (R_{b,ser})$	$R_{bt,n} (R_{bt,ser})$	R_b	R_{bt}	
B16,2	12,0	1,16	8,3	0,71	24,8

б. Арматура

Расчетные сопротивления арматуры определяем согласно [49, введение; 14, п. 6.18], принимая коэффициент надежности по арматуре равным для арматуры класса A240 (A-I), A300 (A-II) $\gamma_s = 1,15$, для B-I $\gamma_s = 1,25$. Тогда $R_s = R_{s,n} / \gamma_s$.

Таблица П.3.3

Нормативные [50, табл. 5.7 или по прил. 13] и расчетные [14, п. 6.18] характеристики арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление $R_{s,n}$ МПа	Расчетное сопротивление, МПа		Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-3}, \text{ МПа}$
		R_s	R_{sc}	
A300 (A-II) ($\varnothing 18 \text{ мм}$)	300,0	260,8	260,8	200
A240 (A-I) ($\varnothing 10 \text{ мм}$)	240,0	208,7	208,7	200
B-I ($\varnothing 4 \text{ мм}$)	390,0	312,0	312,0	200

4. Определение усилий в плите

Изгибающие моменты от фактически действующих на плиту постоянных и временных нагрузок, определенных по результатам обследования (см. табл. П.3.1) с учетом $\gamma_n = 0,95$ и ширины плиты в осях $B = 1,5 \text{ м}$, равны:

- от полных расчетных постоянных и временных нагрузок

$$M = q B \gamma_n l^2 / 8 = 5,05 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 5,85^2 / 8 = 30,8 \text{ кН·м}.$$

Изгибающий момент от нагрузок, которые будут действовать на плиту после реконструкции (см. табл. П.3.1), равен:

- от полных расчетных постоянных и временных нагрузок (рис. П.3.2, а)

$$M_{max} = q_{max} B \gamma_n l^2 / 8 = 7,92 \cdot 1,5 \cdot 0,95 \cdot 5,85^2 / 8 = 48,3 \text{ кН·м}.$$

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может воспринять сечение плиты с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений (несущая способность плиты), определяем по [49, п. 9.3; 50, п. 6.2.9...6.2.12] или на ЭВМ по программе (разработана на кафедре ПКОиФ). Расчетное приведенное сечение показано на рис. П.3.2. Расчетное сопротивление арматуры, расположенной в сжатой зоне, принимаем по арматуре класса A240 (A-I).

Определим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по [50, п. 6.2.7, формулы 6.11, 6.12]

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,80}{1 + \frac{0,0013}{0,0035}} = 0,583, \quad (\text{П.3.2})$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s ,

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{260,8}{200000} = 0,0013; \quad (\text{П.3.3})$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

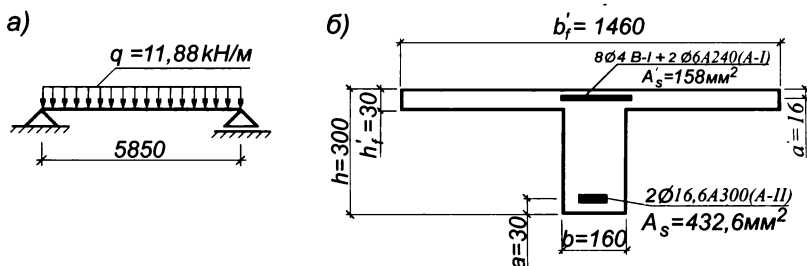


Рис. П.3.2. Расчетная схема (а) и приведенное сечение плиты (б) с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений

Определяем положение границы сжатой зоны для таврового приведенного сечения плиты (рис. П.3.2)

$$R_s \cdot A_s \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f; \quad 260,8 \cdot 432,6 \leq 208,7 \cdot 158 + 8,30 \cdot 1460 \cdot 30; \quad 112,8 \text{ кН} \leq 396,5 \text{ кН}. \quad (\text{П.3.4})$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке плиты. Расчет плиты проводим как для прямоугольного сечения с расчетной шириной сечения, равной $b'_f = 1460$ мм, так как $h'_f = 0,1h = 30$ мм [50, п. 6.2.12]. Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{260,8 \cdot 432,6 - 208,7 \cdot 158}{8,30 \cdot 1460} = 6,6 \text{ мм}, \quad (\text{П.3.5})$$

так как $x < 2a' = 32$ мм, сжатую арматуру в расчете не учитываем.

Высота сжатой зоны без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0$) по формуле (П.3.5) равна $-x = 9,3$ мм.

Проверяем условие $\xi = x/h_0 = 9,3/270 = 0,034 < \xi_R = 0,583$, следовательно, предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением плиты, определяем по [50, п. 6.2.14, формула 6.19; 15, п. 3.20] при значении $x = 9,3$ мм $< 2a' = 32$ мм.

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = 260,8 \cdot 432,6 (270 - 0,5 \cdot 9,3) = 29,94 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (\text{П.3.6})$$

Проверяем условие прочности по [50, п. 6.2.9, формула 6.13]

$$M_{max} = 48,3 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{ult} = 29,94 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.3.7})$$

условие прочности не соблюдается, следовательно, необходимо провести усиление плиты покрытия ПКЖ-3.

Предельный изгибающий момент M_{ult} , воспринимаемый сечением, равен $M_{ult} = 29,94$ кН·м. Таким образом, дополнительный изгибающий момент, который должна воспринять усиленная плита, равен

$$M_{don.} = M_{max} - M_{ult} = 48,3 - 29,94 = 18,36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент, который будет действовать во время усиления плиты, определяем с учетом, что временная нагрузка удалена с перекрытия. Момент равен $M =$

$= 16,1 \text{ кНм}$, что составляет 54% от предельного момента $M_{ult} = 29,94 \text{ кНм}$, следовательно, расчетные характеристики бетона и арматуры усиления принимаем с коэффициентом условий работы $\gamma_{sr1} = \gamma_{br1} = 1,0$ [14, п. 6.28]. В случае, если действующие во время усиления моменты будут превышать 65% от расчетных величин, необходимо либо разгрузить плиту, удалив часть нагрузки (временную нагрузку или нагрузку от конструкции пола), или подвести под плиту временные разгружающие стальные балки и стойки. В случае невозможности разгрузки плиты до 65 % необходимо ввести к расчетным характеристикам материалов усиления коэффициенты условий работы по [14, п. 6.28].

5. Расчет усиления плиты наращиванием растянутой зоны

При усилении изгибаемых элементов методами наращивания сечений расчет таких элементов выполняется как монолитных. Принимаем для дополнительной растянутой арматуры наращивания стержневую арматуру класса A400 (A-III) с расчетным сопротивлением $R_s = 355 \text{ МПа}$ [50, табл. 5.8].

Определим предварительно требуемую площадь сечения A_{ss} дополнительной арматуры, устанавливаемой в растянутой зоне,

$$A_{ss} = M_{don.} / (\zeta \cdot R_{ss} \cdot \gamma_{sr1} \cdot (h_o + 30)) = 18,36 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 355 \cdot 1,0 \cdot 300) \approx 216 \text{ мм}^2, \quad (\text{П.3.8})$$

где коэффициент ζ принимаем предварительно равным 0,8.

Учитывая, что при приварке к существующей арматуре стержней усиления ее расчетное сечение следует снижать на 25% в связи с возможным пережогом при сварке, площадь сечения дополнительной арматуры равна $A_{ss} = 270 \text{ мм}^2$, принимаем ближайшие по сортаменту стержни – $2 \varnothing 14 \text{ A400 (A-III)}$ с площадью сечения $A_{ss} = 308 \text{ мм}^2$. Следовательно, площадь сечения дополнительной арматуры, вводимой в расчет, равна $A_{ss} = 0,75 \cdot 308 = 231 \text{ мм}^2$. Следует иметь в виду, что диаметр дополнительной арматуры, принимаемый для усиления растянутой зоны плиты, следует принимать равным в любом случае не менее 12 мм. Установку дополнительной арматуры выполняем приваркой ее к существующей арматуре плиты при помощи арматурных коротышей $\varnothing 40 \text{ A240 (A-I)}$.

Расчет прочности железобетонных плит, усиленных установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне, проводим по приведенным характеристикам сечения. Расчетная схема усилий нормального сечения плиты, усиленной установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне, приведена на рис. П.3.3.

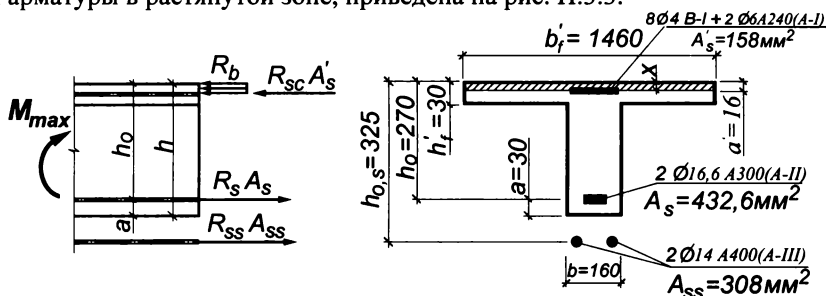


Рис. П.3.3. Расчетная схема усилий нормального сечения усиленной плиты

Определим приведенную к арматуре A_s площадь сечения всей арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения плиты – $A_{s,red}$:

$$A_{s,red} = A_s + A_{ss} \frac{R_{ss}}{R_s} = 432,6 + 231 \frac{355}{260,8} = 747,0 \text{ мм}^2. \quad (\text{П.3.9})$$

Приведенную рабочую высоту плиты $h_{o,red}$ определяем по формуле

$$h_{o,red} = h_o + \frac{R_{ss} \cdot A_{ss}}{R_s \cdot A_{s,red}} (h_o - h_o) = 270 + \frac{355 \cdot 231}{260,8 \cdot 747,0} (325 - 270) = 293 \text{ мм.} \quad (\text{П.3.10})$$

Расчет сечения усиленной плиты выполняем по [50, п. 6.2.9...6.2.12]. Расчет по приведенной рабочей высоте сечения можно проводить, если расстояние в осях между существующей арматурой и арматурой наращивания не превышает $0,25 h_o$.

Определяем положение границы сжатой зоны для таврового приведенного сечения плиты $R_s \cdot A_{s,red} \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_j \cdot h'_j$; $260,8 \cdot 747,0 \leq 208,7 \cdot 158 + 8,3 \cdot 1460 \cdot 30$; $194,8 \text{ кН} \leq 396,5 \text{ кН}$.

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке плиты. Расчет плиты проводим как для прямоугольного сечения с расчетной шириной сечения, равной $b'_j = 1460 \text{ мм}$.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_{s,red} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b'_j} = \frac{260,8 \cdot 747,0 - 208,7 \cdot 158,0}{8,3 \cdot 1460} = 13,4 \text{ мм,} \quad (\text{П.3.11})$$

так как $x < 2a'_s = 32 \text{ мм}$, сжатую арматуру в расчете не учитываем.

Высота сжатой зоны без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0$) по формуле (П.3.11) равна $-x = 16,1 \text{ мм}$.

Проверяем условие $\xi = x/h_{o,red} = 16,1/293 = 0,055 < \xi_R \gamma_{sr1} = 0,583$, следовательно, предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением плиты, определяем по [50, п. 6.2.14, формула 6.19; 15, п. 3.20] при значении $x = 16,1 \text{ мм}$.

$$M_{ult} = R_s \cdot A_{s,red} (h_{o,red} - 0,5x) = 260,8 \cdot 747,0 (293 - 0,5 \cdot 16,1) = 55,5 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (\text{П.3.12})$$

Максимальный момент от внешних силовых факторов (нагрузок) определяем с учетом дополнительной нагрузки от обетонирования ребер плиты

$$M_{max} = 48,3 + 0,2 \cdot 0,05 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 5,85^2 / 8 = 49,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем условие прочности по [50, п. 6.2.9, формула 6.13]

$$M_{max} = 49,4 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{ult} = 55,5 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.3.13})$$

условие прочности выполняется, сечение дополнительной арматуры подобрано верно.

Значения $\xi < \xi_R \gamma_{sr1}$, следовательно, сжатую зону плиты усилить не надо. Если для усиливаемой конструкции $\xi > \xi_R$, то усилению подлежит в первую очередь сжатая зона, при этом после усиления в сечении должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R \gamma_{sr1}$.

Расчет поперечных ребер проводим с учетом выявленных дефектов и повреждений плиты. Армирование и геометрические размеры поперечных ребер показаны на рис. П.3.1. Максимальная нагрузка на среднее поперечное ребро передается с треугольных грузовых площадей $A_c = 0,5 l_1^2$, где $l_1 = 1460 - 295 = 1270 \text{ мм}$ – расчетный пролет поперечного ребра. Расчетную схему поперечного ребра принимаем как однопролетную балку с шарнирными опорами с учетом того, что в большинстве плит рабочая арматура в ребрах оголена, имеются трещины в бетоне. Ребро нагружено треугольной нагрузкой с максимальной ординатой q и равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса g .

$$g = (h_p - h_{на}) b_p \gamma_{ж.б.} \gamma_n \gamma_f = (0,14 - 0,03) \cdot 0,065 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,187 \text{ кН/м.}$$

$$q = (7,92 \cdot 0,95 - 0,187 \cdot 1,27 \cdot 5/(1,5 \cdot 6)) (l_1 + b_p) = 9,87 \text{ кН/м.}$$

Треугольную нагрузку заменяем на эквивалентную равномерно распределенную по формуле $q_s = 5 \cdot q / 8 = 5 \cdot 9,87 / 8 = 6,17 \text{ кН} / \text{м}^2$. Суммарная равномерно распределенная нагрузка равна $q = q_s + g = 6,17 + 0,187 = 6,36 \text{ кН} / \text{м}$.

Изгибающий момент в ребре от расчетной нагрузки, которая будет действовать после усиления, равен

$$M_{max} = q \cdot l_f^2 / 8 = 6,36 \cdot 1,27^2 / 8 = 1,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приведенное сечение поперечного ребра имеет тавровую форму с полкой в сжатой зоне. Расчетная ширина $b'_f = b_p + 2l_f/6 = 0,065 + 2 \cdot 1,27/6 = 0,488 \text{ м}$ и $b'_f = b_p + 12h'_f = 0,065 + 12 \cdot 0,03 = 0,425 \text{ м}$, принимаем меньшее значение $b'_f = 0,425 \text{ м}$. Рабочая высота ребра $h_o = h - a = 140 - 20 = 120 \text{ мм}$.

Максимальный изгибающий момент, который может воспринять поперечное ребро с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений, определяем по [50].

$$\text{Проверяем условие } R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f + R_{sc} \cdot A'_s.$$

$208,7 \cdot 66,4 \leq 8,3 \cdot 425 \cdot 30 + 312 \cdot 50,2$. $13,85 \text{ кН} \leq 121,5 \text{ кН}$, условие соблюдается, нейтральная линия проходит в полке ребра, расчет ведем как для прямоугольного сечения шириной $b'_f = 0,425 \text{ м}$. Высоту сжатой зоны x определяем из формулы

$x = (R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s) / (R_b \cdot b'_f) = (208,7 \cdot 66,4 - 312 \cdot 50,2) / (8,3 \cdot 425) = -0,5 \text{ мм}$, так как $x < 0$, определим высоту сжатой зоны без учета сжатой арматуры ($A'_s = 0$) — $x = 3,9 \text{ мм} < 2a'_s = 24 \text{ мм}$.

Следовательно предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением плиты определяем по [50, п. 6.2.14, формула 6.19] при значении $a'_s = x/2 = 1,95 \text{ мм}$.

$$M \leq R_s \cdot A_s (h_o - a'_s).$$

$1,28 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 208,7 \cdot 66,4 (120 - 1,95) = 1,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$, условие соблюдается, следовательно, усиление поперечных ребер плит проводить не нужно. Необходимо очистить поперечные ребра от разрушившегося бетона, очистить арматуру от продуктов коррозии и восстановить защитный слой бетона обетонированием ребер. После этого выполнить защиту железобетона от коррозии специальными составами.

6. Порядок производства работ по усилению плиты

Усиление плит перекрытия ПЖ-3 выполняют путем установки в продольных ребрах дополнительной арматуры. Дополнительную арматуру (поз. 8) крепят к существующей (поз. 6) через коротышки (поз. 7) электродуговой сваркой (поз. 12) (рис. П.3.4). Работы по усилению продольных ребер плит выполняют только после их частичной разгрузки, до достижения доли нагрузки не более 65% от предельной (M_{ult}). Разгрузка плит, если это необходимо, осуществляют с помощью подведения двутавровых стальных балок с подклиной в местах опирания поперечных ребер на балки для включения их в работу.

1. Перед установкой дополнительной арматуры удаляют слабопрочный бетон защитного слоя в дефектных зонах. Размеры зон уточняют визуально по отслоению защитного слоя, наличию трещин на поверхности, коррозии бетона, следам ржавых потеков, глухому звуку при ударе. Удалять защитный слой бетона необходимо, не разрушая здоровый бетон, не нанося повреждений арматуре и не нарушая сварных соединений между арматурой.
2. В местах приварки коротышек (поз. 7) существующую арматуру (поз. 6) вскрывают не менее чем на половину ее диаметра. Вскрывать арматуру, если бетон защитного слоя не поврежден, можно только на участках приварки коротышек. От ржавчины арматуру следует очищать механическим способом.
3. Дополнительную арматуру (поз. 8) следует крепить к существующей, от краев к середине. Привариваемые стержни временно закрепляют прихватками, размещаемыми в пределах коротышек. Зажигать и выводить дугу следует на вновь привариваемые элементы.

4. Приварку коротышей (поз. 7) к существующей арматуре (поз. 6) выполняют в два прохода электродами марки Э42 диаметром 3 мм. После наложения первого слоя устраивают перерыв для остывания арматуры до температуры, не превышающей 50...60 °С. Швы следует выполнять на проход. В местах окончания швов, у торцов коротышей, необходимо тщательно заваривать кратеры швов.
5. Качество сварных соединений арматуры должно соответствовать СНиП 3.03.01-87, ГОСТ 10922-75, ГОСТ 14098-85. Приемка смонтированной арматуры до ее обетонирования оформляется актом на скрытые работы.
6. Обетонирование продольных ребер плит (поз. 9) и восстановление защитного слоя бетона в поперечных ребрах (поз. 11) можно осуществлять полимерцементными составами, приведенными в табл. П.3.4.
7. После обетонирования продольных ребер и набора прочности бетона выполнить демонтаж разгружающих балок и защитное покрытие бетона плиты специальными составами.

Таблица П.3.4

Состав раствора и бетона для восстановления защитного слоя

Материал	Количество в частях, на одну часть цемента			
	по массе		по объему	
	раствор	бетон	раствор	бетон
1. Цемент М 400	1	1	1	1
2. Песок	1,25	1,50	1,40	1,70
3. Щебень крупностью 5-10 мм	–	2,00	–	1,80
4. Поливинилацетатный клей (ПВА)	0,35	0,35	0,55	0,55
5. Вода	0,30	0,35	0,50	0,60

Таблица П.3.5

Спецификация на ПКЖ-3 (КУ-1)

Поз	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч. (масса всего, кг)
		Сборочные единицы			
		-----	–		
		Детали			
7		Ø 40 А240 (А-I), l=100	20	0,99	19,8
8		Ø 14 А400 (А-III), l=5750	2	7,0	14,0
		Материалы			
9, 10		Бетон класса В25		–	0,27 м ³

Для уменьшения величины напряжений по контакту между старым и новым бетоном и повышения адгезии перед нанесением раствора поверхность старого бетона должна быть за 20...30 мин до работы увлажнена 10%-ным раствором ПВА. Для повышения водостойкости раствора рекомендуется применять гидрофобизирующую добавку – жидкость ГКЖ-10 или ГКЖ-11 – 10% от массы цемента (см. прил. 18). В состав бетона и раствора в качестве ингибиторов коррозии стали следует добавлять нитрит натрия – 2...3% к массе бетона. При необходимости ускорения твердения полимерцементного раствора полимерцементный клей смешивают с водным раствором хлористого кальция.

Для восстановления защитного слоя и защитного покрытия плит кроме вышеуказанного состава можно также применять составы, приведенные в прил. 18.

Ведомость расхода стали

Марка элемента	Изделия арматурные							Всего
	Арматура класса							
	A400 (A-III)				A240 (A-I)			
	ГОСТ 5781-82*				ГОСТ 5781-82*			
	Ø 14	Ø 8	Ø 10	Итого	Ø 40	Итого		
ПКЖ-3	14,0	—	—	14,0	19,8	19,8	33,8	

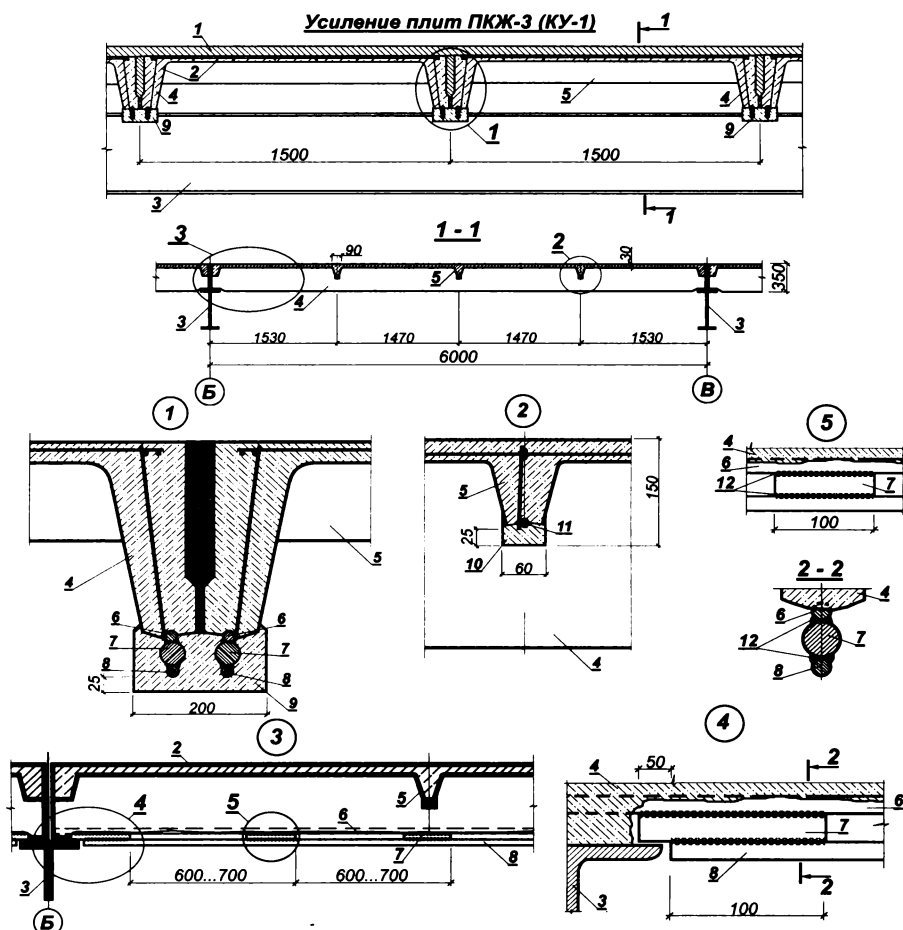


Рис. П.3.4. Усиление плит ПКЖ-3 наращиванием арматуры в растянутой зоне:

1 – конструкция пола; 2 – усиливаемые плиты перекрытия ПКЖ-3; 3 – стальная балка перекрытия; 4 – продольное ребро плиты; 5 – поперечное ребро плиты; 6 – существующая арматура в продольных ребрах плиты, очищенная от продуктов коррозии до металлического блеска Ø 16,6 A300(A-II); 7 – коротыши длиной 100 мм и Ø 40 A240(A-I), служащие для объединения существующей и дополнительной арматуры; 8 – дополнительная арматура наращивания – 2 Ø 14 A400(A-III) длиной $l = 5750$ мм; 9, 10 – мелкозернистый бетон класса B25; 11 – существующая арматура в поперечных ребрах плиты; 12 – сварной шов

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ПУСТОТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ НАРАЩИВАНИЕМ СЖАТОЙ ЗОНЫ

1. Задание на проектирование

После проведения детального обследования строительных конструкций здания, выявленных дефектов и повреждений железобетонных пустотных преднапряженных плит перекрытия, а также в связи с увеличением временной нагрузки на перекрытие необходимо выполнить оценку их несущей способности согласно требованию норм [14, 49, 51] и сделать вывод о техническом состоянии плит и необходимости их усиления.

2. Результаты обследования плит

Плиты эксплуатируются в перекрытии отапливаемого здания, которое построено в 1987 г. Среда эксплуатации конструкций – неагрессивная. Уровень ответственности здания – II (нормальный), коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, $\gamma_n = 0,95$ [4]. Влажность воздуха – 65%.

а. Геометрия плит

В результате проведенного обследования выявлены опалубочные размеры плит (рис. П.4.1). Высота плит $h = 220$ мм, ширина плиты по низу $b_f = 1190$ мм. Длина плиты $l = 5980$ мм, расчетный пролет плиты по серии [31] $l_0 = 5900$ мм. Расчетный пролет по результатам обмеров $l_0 = 5800$ мм. По геометрическим характеристикам плиты можно отнести к конструкциям, выполненным по серии 1-141-1 [31]. Приведенное сечение плиты показано на рис. П.4.2. Толщина сжатой полки определялась по формуле $h'_f = (h - 0,9159)/2 = 38$ мм, ширина сечения – по формуле $b = b_f - 60,9159 = 300$ мм.

б. Материалы (арматура и бетон)

Армирование плит было определено по результатам вскрытия арматуры и серии [31]. В результате обследования было выяснено, что армирование плит рабочей преднапряженной арматурой выполнено из стержневой арматурной стали периодического профиля – 3 Ø10. По величине эксплуатационных нагрузок, обмеров и результатов вскрытия была определена марка плит по серии [31] – ПК-60.12-3Ат-Vт. Метод натяжения напрягаемой стержневой термически упрочненной арматурной стали периодического профиля класса А800 (Ат-V) – электротермический. Предварительное напряжение арматуры с учетом потерь равно $\sigma_{sp} = 418$ МПа, марка бетона в плитах М200. Армирование плит в середине пролета выполнено:

- рабочая напрягаемая арматура – 3 Ø10 А800 (Ат-V) с $A_{sp} = 236$ мм²;
- армирование сжатой зоны – сетка С-19 в сжатой полке 7 Ø 3 В500(Вр-I) с $A'_s = 50$ мм².

В плитах выявлены трещины, образовавшиеся вдоль рабочей арматуры плиты, что свидетельствует о начале коррозии рабочей арматуры. Величина коррозии достигает величины 5% по площади рабочей арматуры. Следовательно, фактическое армирование плит на момент проведения обследования составляет (см. рис. П.4.1, П.4.2):

- рабочая напрягаемая арматура плит – 3 Ø9,8 А800 (Ат-V) с $A_{sp} = 226$ мм²;
- армирование сжатой зоны – сетка С-19 в сжатой полке 7 Ø3 В500 (Вр-I) с $A'_s = 50$ мм².

Класс бетона плит, определенный двумя неразрушаемыми методами – ударно-импульсным (прибор ОНИКС 2.5) и пластической деформации (молоток Кашкарова), – В15. Передаточная прочность бетона $R_{bp} = 12,7 \text{ МПа}$.

в. Нагрузки

Нагрузки, приведенные в серии [31] для ПК 60.12-3Ат-V, составляют:

- полная, расчетная нагрузка $q = 6,18 \text{ кН/м}^2$ с учетом нагрузки от собственного веса плиты и коэффициента $\gamma_n = 0,95$ [4];
- расчетная нагрузка от собственного веса плиты с учетом заливки швов $g_{nl} = 3,24 \text{ кН/м}^2$.

Нагрузки, определенные по результатам обмеров и вскрытия, а также нагрузки, которые будут действовать после проведения реконструкции, приведены в табл. П.4.1. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимаем по [4, п. 2.2].

Таблица П.4.1

Определение нагрузок на плиту, кН/м^2

Наименование нагрузки	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
1. Постоянные нагрузки:			
1.1. Нагрузка от пола до реконструкции	0,70	1,1	0,77
1.2. Железобетонные, пустотные плиты по серии [31], с учетом заполнения швов	2,95	1,1	3,24
1.3. Нагрузка от пола после реконструкции	0,9	1,1	1,00
ИТОГО ПОСТОЯННАЯ g: до реконструкции	3,65	–	4,01
после реконструкции	3,85	–	4,24
2. Временная: до рекон. полная по [4, табл. 3, п. 3]	2,00	1,2	2,40
после реконструкции полная по [4, табл.3, п.4–6]	5,00	1,2	6,00
ВСЕГО: до реконструкции полная – q	5,65		6,41
после реконструкции полная – q _{max}	8,85		10,24

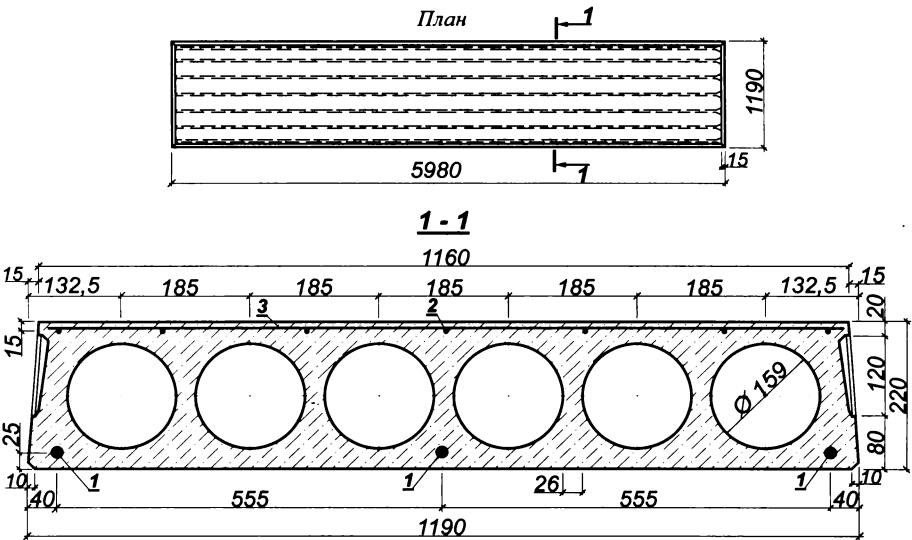


Рис. П.4.1. Результаты обмеров и определения армирования плит ПК 60.12-3Ат-V:
1 – Ø9,8 А800 (А_T-V), 2 – Ø3 В500 (В_p-I), 3 – сетка С-19

3. Расчетные и нормативные характеристики материалов

Характеристики материалов определяем по [51, табл. 1, 2, 7, 8], табл. П.4.2, П.4.3.

а. Бетон

Принимаем коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 0,9$ [51, п. 2.1.2.3].

Таблица П.4.2

Характеристики бетона с учетом γ_{bt} [51, табл. 1, 2]

Класс бетона	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа		Начальный модуль упругости, $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа
	$R_{b,n} (R_{b,ser})$	$R_{bt,n} (R_{bt,ser})$	R_b	R_{bt}	
B15	11,0	1,1	7,65	0,675	24,0

б. Арматура

Расчетные сопротивления арматуры R_s определяем согласно [49, введение; 14, п. 6.18], принимая максимальные коэффициенты надежности по арматуре: для арматуры класса – A800 (Aт-V) $\gamma_s = 1,25$ [14, п. 6.18]; для B500 (Bp-I) $\gamma_s = 1,20$ [51, п. 2.2.2.2]. Тогда $R_s = R_{s,n}/\gamma_s$.

Таблица П.4.3

Нормативные [51, табл. 7, 8] и расчетные характеристики арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление, МПа $R_{s,n}$	Расчетное сопротивление, МПа		Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-3}$, МПа
		R_s	R_{sc}	
A800 (Aт-V) ($\varnothing 10$ мм)	800	640	500	200
B500 (Bp-I) ($\varnothing 3, 4$ мм)	500	415	415	200

4. Определение усилий в плите

Изгибающий момент от фактически действующих на плиту постоянных и временных нагрузок, определенных по результатам обследования (табл. П.4.1), с учетом коэффициента надежности $\gamma_n = 0,95$ и ширины плиты в осях $B_{nl} = 1,2$ м равен:

- $M_{max} = q \cdot B_{nl} \cdot \gamma_n \cdot l^2 \cdot \alpha / 8 = 6,41 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 5,80^2 / 8 = 30,7$ кН·м.

Изгибающий момент от нагрузок, которые будут действовать на плиту после реконструкции (см. табл. П.4.1, рис. П.4.2, а), равен:

- $M_{max} = q_{max} \cdot B_{nl} \cdot \gamma_n \cdot l^2 \cdot \alpha / 8 = 10,24 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 5,80^2 / 8 = 49,1$ кН·м. (П.4.1)

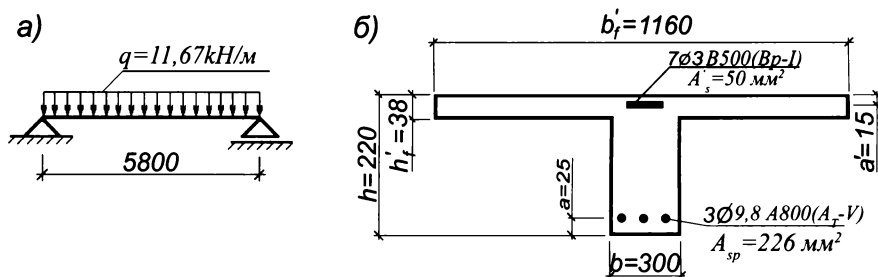


Рис. П.4.2. Расчетная схема (а) и приведенное сечение плиты (б) с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может воспринять сечение плиты с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений (несущая спо-

способность плиты), определяем по [49, п. 9.3; 51, п. 3.1.1.2, 3.1.2; 16, п. 3.8...3.19]. Расчетное приведенное сечение плиты ПК 60.12 без учета полки, расположенной в растянутой зоне, показано на *рис. П.4.2*.

Так как приведенное сечение плиты имеет тавровую форму, определяем положение границы сжатой зоны (*рис. П.4.2*) из условия

$$\gamma_{s3} \cdot R_{sp} \cdot A_{sp} \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f; \quad (\text{П.4.2})$$

$$1,1 \cdot 640 \cdot 226,0 \leq 415 \cdot 50 + 7,65 \cdot 1160 \cdot 38; \quad 159,1 \text{ кН} \leq 358,0 \text{ кН},$$

где γ_{s3} – коэффициент условий работы напрягаемой стержневой арматуры с условным пределом текучести (среда эксплуатации – неагрессивная), определяемый для данного условия при $\xi = h'/h_0$ по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \frac{38}{195 - 0,41} = 1,13 \leq 1,1, \quad (\text{П.4.3})$$

здесь ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, определяемое по [51, п. 3.1.2.3].

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,80}{1 + \frac{0,00332}{0,0035}} = 0,41, \quad (\text{П.4.4})$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация напрягаемой растянутой арматуры с условным пределом текучести при напряжениях, равных R_s .

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_{sp} + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} = \frac{640 + 400 - 376,2}{200000} = 0,00332; \quad (\text{П.4.5})$$

$\sigma_{sp} = 418,00,9 = 376,2 \text{ МПа}$ – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь, принятое по серии [31] и $\gamma_{sp} = 0,9$;

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной $0,0035$.

Для проволоочной арматуры класса В, устанавливаемой вплотную, стержневой класса А540 или в случае агрессивности среды коэффициент $\gamma_{s3} = 1,0$.

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке плиты даже без учета сжатой арматуры и максимальным значением $\gamma_{s3} = 1,1$. Расчет плиты проводим как для прямоугольного сечения с расчетной шириной сечения, равной $b'_f = 1160 \text{ мм}$, так как $h'_f = 38 \text{ мм} > 0,1h = 22 \text{ мм}$ [51, п. 3.1.2.8]. Сжатую арматуру в связи с ее малым количеством в расчете не учитываем.

Расчет сечения производим в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ_l , определяемой по формуле

$$\xi_l = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0} = \frac{640 \cdot 226}{7,65 \cdot 1160 \cdot 195} = 0,084. \quad (\text{П.4.6})$$

Так как $\xi_l = 0,084 < \xi_R = 0,41$, предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением плиты определяем согласно [16, 3.12.2] по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b'_f \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) = 7,65 \cdot 1160 \cdot 17,9 (195 - 0,5 \cdot 17,9) = 29,55 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.4.7})$$

где высоту сжатой зоны x определяем по формуле

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b'_f} = \frac{1,1 \cdot 640 \cdot 226}{7,65 \cdot 1160} = 17,9 \text{ мм}, \quad (\text{П.4.8})$$

здесь коэффициент $\gamma_{s3} = 1,1$ определяем по формуле (П.4.3) при $\xi = \xi_l = 0,084$.

Проверяем условие прочности по [51, п. 3.1.2.5, формула 34]

$$M_{max} = 49,1 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{ult} = 29,55 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.4.9})$$

условие прочности не соблюдается, следовательно, необходимо провести усиление плиты перекрытия ПК 60.12.

Проектный момент от расчетных нагрузок по серии [31] $q = 6,18 \text{ кН/м}^2$ равен $M_{np.} = 6,18 \cdot 1,25 \cdot 8^2/8 = 31,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Предельный изгибающий момент M_{ult} , определенный с учетом повреждений, составляет 95% от $M_{np.}$, следовательно, данную плиту можно учитывать в расчете усиления. Если выявлены большие повреждения в плите, т.е. $M_{ult} \leq 0,5 M_{np.}$, при выборе способа усиления и расчете элементов усиления существующая плита в расчете не учитывается.

Изгибающий момент, который будет действовать во время усиления плиты, определяем с учетом, что усилению подлежит сжатая зона, и перед проведением работ необходимо удалить временную нагрузку и конструкцию пола, т.е. будет действовать только нагрузка от собственного веса плиты и нагрузка от предполагаемой толщины бетона наращивания сжатой зоны, принимаемой предварительно равной $h_s = 50 \text{ мм}$. В этом случае момент равен $M = (3,24 + 0,05 \cdot 25 \cdot 1,1) \cdot 0,95 \cdot 1,25 \cdot 8^2/8 = 22,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$, что составляет 75% от предельного момента $M_{ult} = 29,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, расчетные характеристики бетона и арматуры элементов усиления принимаем с коэффициентом условий работы $\gamma_{srI} = \gamma_{brI} = 0,9$ [14, п. 6.28].

5. Расчет усиления плиты наращиванием сжатой зоны

Усиление сжатой зоны плиты проводим нанесением дополнительного слоя бетона на верхнюю поверхность плиты. Предварительно очищается поверхность плиты и делается насечка. На поверхность плиты устанавливается сетка С-19д из арматуры класса В500 (Вр-1) $\varnothing 4 \text{ мм}$ (7 стержней на ширину плиты). После этого наносится слой бетона толщиной h_s , определяемой по расчету и принимаемой в пределах 30...80 мм. Класс бетона наращивания принимается не менее существующего и не менее В15. Принимаем класс бетона В20. Расчетное сопротивление бетона наращивания R_{bs} , с учетом коэффициента $\gamma_{bI} = 0,9$ и коэффициента $\gamma_{brI} = 0,9$ равно $R_{bs} = R_b \cdot \gamma_{bI} \cdot \gamma_{brI} = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 9,32 \text{ МПа}$, $E_{bs} = 27500 \text{ МПа}$ [51, табл. 2, 4].

При усилении наращиванием сжатой зоны толщину наращивания h_s назначают из условия, чтобы существующей арматуры A_{sp} в усиливаемой плите было достаточно для восприятия возросшего изгибающего момента. При прочности бетона наращивания большей, чем прочность бетона усиливаемой плиты, проверяем это требование, задаваясь толщиной наращивания $h_s = 50 \text{ мм}$.

Высоту сжатой зоны определяем без учета сжатой арматуры по формуле

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_{bs} \cdot b_f'} = \frac{1,1 \cdot 640 \cdot 226}{9,32 \cdot 1160} = 14,7 \text{ мм}.$$

Полученное значение $x < h_s$. Проверяем соблюдение условия

$$\xi = x / (h_0 + h_s) \leq \xi_R \cdot \gamma_{srI}; \quad \xi = 14,7 / (195 + 50) = 0,06 < 0,41 \cdot 0,9 = 0,369.$$

Расчет усиленного сечения производим по формулам (П.4.6...П.4.8)

$$\xi_I = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_{bs} \cdot b_f' \cdot (h_0 + h_s)} = \frac{640 \cdot 226}{9,32 \cdot 1160 (195 + 50)} = 0,055, \text{ так как } \xi_I = 0,055 < \xi_R = 0,41 \cdot 0,9$$

предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят усиленным сечением плиты, определяем согласно [16, 3.12.2] по формуле

$$M_{ult} = R_{bs} \cdot b_f' \cdot x (h_0 + h_s - 0,5 \cdot x) = 9,32 \cdot 1160 \cdot 14,7 (195 + 50 - 0,5 \cdot 14,7) = 37,77 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

где высота сжатой зоны $x = 14,7 \text{ мм}$, при коэффициенте $\gamma_{s3} = 1,1$, определяемом по формуле (П.4.3) при $\xi = \xi_l = 0,055$.

Проверяем условие прочности усиленного сечения по [51, п. 3.1.2.5, формула 34]

$$M_{\max} = 55,7 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{\text{ult}} = 37,77 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.4.10})$$

где максимальный момент определялся с учетом толщины бетона наращивания $h_s = 50 \text{ мм}$.

$$M_{\max} = 49,1 \cdot 10^6 + 0,05 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,2 \cdot 5,8^2 / 8 = 55,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 55,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие прочности не соблюдается, увеличивать толщину бетона наращивания до соблюдения условия прочности (П.4.10) нецелесообразно, следовательно, необходимо вводить дополнительную рабочую арматуру в растянутую зону сечения.

6. Расчет усиления плиты наращиванием сжатой и растянутой зоны

Дополнительная растянутая арматура вводится в две пустоты. Предварительно пробивается полка плиты над пустотами на всей длине плиты, в пустоты устанавливаются каркасы Кр-1 и проводится бетонирование двух пустот с последующим нанесением дополнительного слоя бетона h_s , принимаемого равным $h_s = 50 \text{ мм}$, на верхнюю, предварительно очищенную поверхность плиты. Сетка С-19д устанавливается одновременно с установкой каркасов Кр-1. Расчетная схема усилий нормального сечения плиты приведена на рис. П.4.3. Расчетная ширина сечения в этом случае равна $b = b'_{\text{г}} - 40,9159 = 588 \text{ мм}$.

При данном способе усиления необходимо, чтобы выполнялось условие, при котором предельный изгибающий момент неусиленной плиты $M_{\text{ult}} = 29,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (формула П.4.7) должен быть больше момента от собственного веса плиты и нагрузки от бетона наращивания сжатой зоны и заполнения пустот.

$$M_{\text{ult}} = 29,55 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = [3,241,2 + (0,051,2 + 23,140,159^2/4)251,1]0,955,8^2/8 = 26,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В случае невыполнения данного условия необходимо временно, до момента набора прочности бетоном усиления не менее 70% от R_b , установить разгружающие стойки в пролете.

Максимальный момент от внешних нагрузок, которые будут действовать после усиления, определяется от нагрузок по табл. П.4.1 с учетом нагрузки от элементов усиления (бетона и арматуры заполнения двух пустот и толщины бетона наращивания $h_s = 50 \text{ мм}$).

$$M_{\max} = 49,1 + (0,051,2 + 23,140,159^2/4)251,1 \cdot 0,955,8^2/8 = 60,05 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим ориентировочно требуемую площадь сечения дополнительной арматуры класса А400 (А-III) с расчетным сопротивлением $R_{ss} = R_s \gamma_{sr1} = 3550,9 = 319,8 \text{ МПа}$, где R_s определено по [51, табл. 8] и принимая предварительно коэффициент $\zeta = 0,9$ по формуле

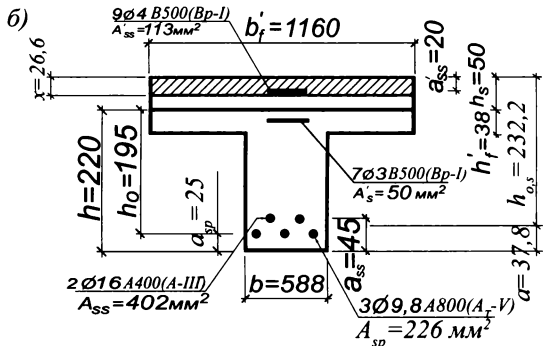
$$A_{ss} = \Delta M / (R_{ss} \cdot \zeta (h_0 + h_s - 20)) \quad (\text{П.4.11})$$

$A_{ss} = (M_{\max} - 37,77) / (319,5 \cdot 0,9(195 + 50 - 20)) \approx 345 \text{ мм}^2$, принимаем дополнительную рабочую арматуру, располагая ее в растянутой зоне плиты – 2 Ø16 А400 (А-III) с $A_{ss} = 402 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности железобетонной плиты, усиленной набетонкой в сжатой зоне и установкой дополнительной арматуры в растянутой зоне, проводим по приведенному тавровому сечению с расположением в растянутой зоне напрягаемой арматуры – A_{sp} и обычной арматуры усиления – A_{ss} . Сжатую арматуру в расчете не учитываем. Расчетная схема усилий приведенного нормального сечения плиты приведена на рис. П.4.3.

В растянутой зоне располагаются напрягаемая арматура 3 Ø9,8 А800 ($A_{sp} = 226 \text{ мм}^2$), и ненапрягаемая арматура усиления – 2 Ø16 А400 ($A_{ss} = 402 \text{ мм}^2$). Расстояние центра тяжести этой арматуры от нижней грани сечения определяем по формуле

$$a = \frac{A_{sp} a_{sp} + A_{ss} a_{ss}}{A_{sp} + A_{ss}} = \frac{226 \cdot 25 + 402 \cdot 45}{226 + 402} = 37,8 \text{ мм}. \quad (\text{П.4.12})$$



условие прочности соблюдается, следовательно, усиление плиты перекрытия ПК 60.12 подобрано верно. Проверяем прочность шва сопряжения усиленной плиты с бетоном наращивания. Проверяем соблюдения условия

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{I_n \cdot b_f} \leq 12 R_{bts} \frac{k}{\lambda + 5}, \quad (\text{П.4.18})$$

где $Q_{\max} = [10,24 \cdot 0,95 + (0,05 \cdot 1,2 + 3,14 \cdot 0,159^2 / 4) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95] \cdot 5,8 / 2 = 35,76 \text{ кН}$ – поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении;

$\lambda = 1,0$ – для равномерно распределенной нагрузки;

$k = 1,0$ – коэффициент шероховатости поверхности сопряжения, которая имеет примерно в равном количестве выступы и углубления не менее 10 мм, а также для поверхностей со шпонками, устанавливаемыми конструктивно, для остальных поверхностей $k = 0,5$;

$R_{bts} = 0,9 \gamma_{bi} \gamma_{br1} = 0,729 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению бетона наращивания с учетом коэффициентов условий работы;

I_n – момент инерции всего сечения, приведенного к бетону усиливаемой плиты, определяемый по формуле

$$I_n = b_f' (h_f')^3 / 12 + b_f' \cdot h_f' (y_s - h_s - h_f' / 2)^2 + b(h - h_f')^3 / 12 + b(h - h_f')[(h - h_f') / 2 - y_H]^2 + \\ + \alpha_{bs} \cdot b_f' (h_s')^3 / 12 + \alpha_{bs} \cdot b_f' \cdot h_s' (y_s - h_s / 2)^2 + A_{sp} \cdot \alpha_{sp} (y_H - a)^2 + A_{ss} \cdot \alpha_{ss} (y_H - a_{ss})^2 + \\ + A_s' \cdot \alpha_{sc} (y_B - h_s - a_s')^2 + A_{ss}' \cdot \alpha_{sc} (y_B - a_{ss}')^2;$$

$$I_n = 1160 \cdot 38^3 / 12 + 1160 \cdot 38(112,1 - 50 - 38 / 2)^2 + 588(220 - 38)^3 / 12 + 588(220 - 38)[(220 - 38) / 2 - 157,9]^2 + \\ + 1,146 \cdot 1160 \cdot 50^3 / 12 + 1,146 \cdot 1160 \cdot 50(112,1 - 50 / 2)^2 + 226 \cdot 8,33(157,9 - 25)^2 + 402 \cdot 8,33(157,9 - 45)^2 + \\ + 50 \cdot 8,33(112,1 - 50 - 15)^2 + 113 \cdot 8,33(112,1 - 20)^2 = 1170,8 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где $y_H = S_{red} / A_{red} = 35,4 \cdot 10^6 / 224153 = 157,9 \text{ мм}$, $y_B = (h + h_s) - y_H = (220 + 50) - 157,9 = 112,1 \text{ мм}$, здесь

$$S_{red} = b_f' \cdot h_f' (h - h_f' / 2) + b(h - h_f')^2 / 2 + \alpha_{bs} \cdot b_f' \cdot h_s (h + h_s / 2) + \\ + A_{sp} \cdot \alpha_{sp} \cdot a + A_{ss} \cdot \alpha_{ss} \cdot a + A_s' \cdot \alpha_{sc} (h - a_s') + A_{ss}' \cdot \alpha_{sc} (h + h_s - a_{ss}');$$

$$S_{red} = 1160 \cdot 38(220 - 38 / 2) + 588(220 - 38)^2 / 2 + 1,146 \cdot 1160 \cdot 50(220 + 50 / 2) + 226 \cdot 8,33 \cdot 25 + \\ + 402 \cdot 8,33 \cdot 45 + 50 \cdot 8,33(220 - 15) + 113 \cdot 8,33(220 + 50 - 20) = 35,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$A_{red} = b_f' \cdot h_f' + b(h - h_f') + \alpha_{bs} \cdot b_f' \cdot h_s + A_{sp} \cdot \alpha_{sp} + A_{ss} \cdot \alpha_{ss} + \alpha_{sc} (A_s' + A_{ss}');$$

$$A_{red} = 1160 \cdot 38 + 588(220 - 38) + 1,146 \cdot 1160 \cdot 50 + 226 \cdot 8,33 + 402 \cdot 8,33 + 8,33(50 + 113) = 224153 \text{ мм}^2;$$

$$\alpha_{sp} = \alpha_{ss} = \alpha_{sc} = E_s / E_b = 200000 / 24000 = 8,33; \quad \alpha_{bs} = E_{bs} / E_b = 27500 / 24000 = 1,146.$$

S_n – статический момент наращивания относительно оси, проходящей через центр тяжести всего сечения, определяемый по формуле

$$S_n = b_f' \cdot h_s (y_B - h_s / 2) \cdot \alpha_{bs} + \alpha_{sc} \cdot A_{ss}' (y_B - a_{ss}') = 1160 \cdot 50(112,1 - 50 / 2) \cdot 1,146 + \\ + 8,33 \cdot 113(112,1 - 20) = 5,88 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

$$\tau = \frac{35760 \cdot 5,88 \cdot 10^6}{1170,8 \cdot 10^6 \cdot 1160} = 0,155 \text{ МПа} \leq 12 R_{bts} \frac{k}{\lambda + 5} = 12 \cdot 0,729 \frac{0,5}{1 + 5} = 0,73 \text{ МПа},$$

условие соблюдается, прочность сцепления в шве сопряжения нового и старого бетона обеспечена.

7. Порядок производства работ по усилению плиты

Усиление плит перекрытия выполняют путем установки в две пустоты дополнительной арматуры и увеличения толщины сжатой зоны бетона на 50 мм (рис. П.4.4). Дополнительную арматуру (каркасы Кр-I, поз. 6) устанавливают в две пустоты с предварительно пробитой полкой.

1. Работы по усилению плит выполняют после их полной разгрузки – удаляются вся временная нагрузка и конструктивные слои пола.

2. После очистки поверхности плиты пробивают полку плиты вдоль двух пустот на всю длину плиты. Выполняют насечку поверхности плиты с глубиной раковин 8...10 мм. Удаляют разрушившийся бетон с поверхности и из пустот. Промывают поверхность плиты водой, избегая ее попадания в пустоты и образования лужиц.

3. Устанавливают каркасы КР-I (поз. 6) в пустоты, после этого проводится бетонирование пустот бетоном класса В20 (поз. 5) с последующим вибрированием бетонной смеси.

4. На поверхность плиты укладываются арматурные сетки С-19Д (поз. 7) и бетон класса В20 толщиной 50 мм (поз. 5).

5. Проводится восстановление защитного слоя бетона рабочей арматуры (поз. 4) на нижней поверхности плиты. Восстановление защитного слоя можно осуществлять полимерцементным раствором составом, приведенным в прил. 3 (табл. П.3.4), предварительно удалив слабopочный бетон защитного слоя в дефектных зонах. Размеры зон уточняют визуально – по отслоению защитного слоя, наличию трещин на поверхности, коррозии бетона, следам ржавых потеков, глухому звуку при ударе. Удалять защитный слой бетона необходимо с минимальным нарушением здорового бетона, не нанося повреждений рабочей арматуре.

6. Загружение плиты производить после набора прочности бетона наращивания не менее 70% от проектной.

Спецификации на усиление плиты ПК 60.12-3АтV разрабатывать аналогично приведенным (прил. 3, табл. П.3.5, П.3.6). Спецификация на арматурные изделия приведена в табл. П.4.4.

Таблица П.4.4

Спецификация к арматурным изделиям

Марка изд.	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изд., кг
С19Д	1	Ø 4 В500 (Вр-I), l = 5900	7	0,54	7,50
	2	Ø 4 В500 (Вр-I), l = 1250	31	0,12	
Кр-I	3	Ø 16 А400 (А-III), l = 5700	1	8,92	10,02
	4	Ø 4 В500 (Вр-I), l = 5650	1	0,52	
	5	Ø 4 В500 (Вр-I), l = 230	29	0,02	

План перекрытия на отм.+3,600 м

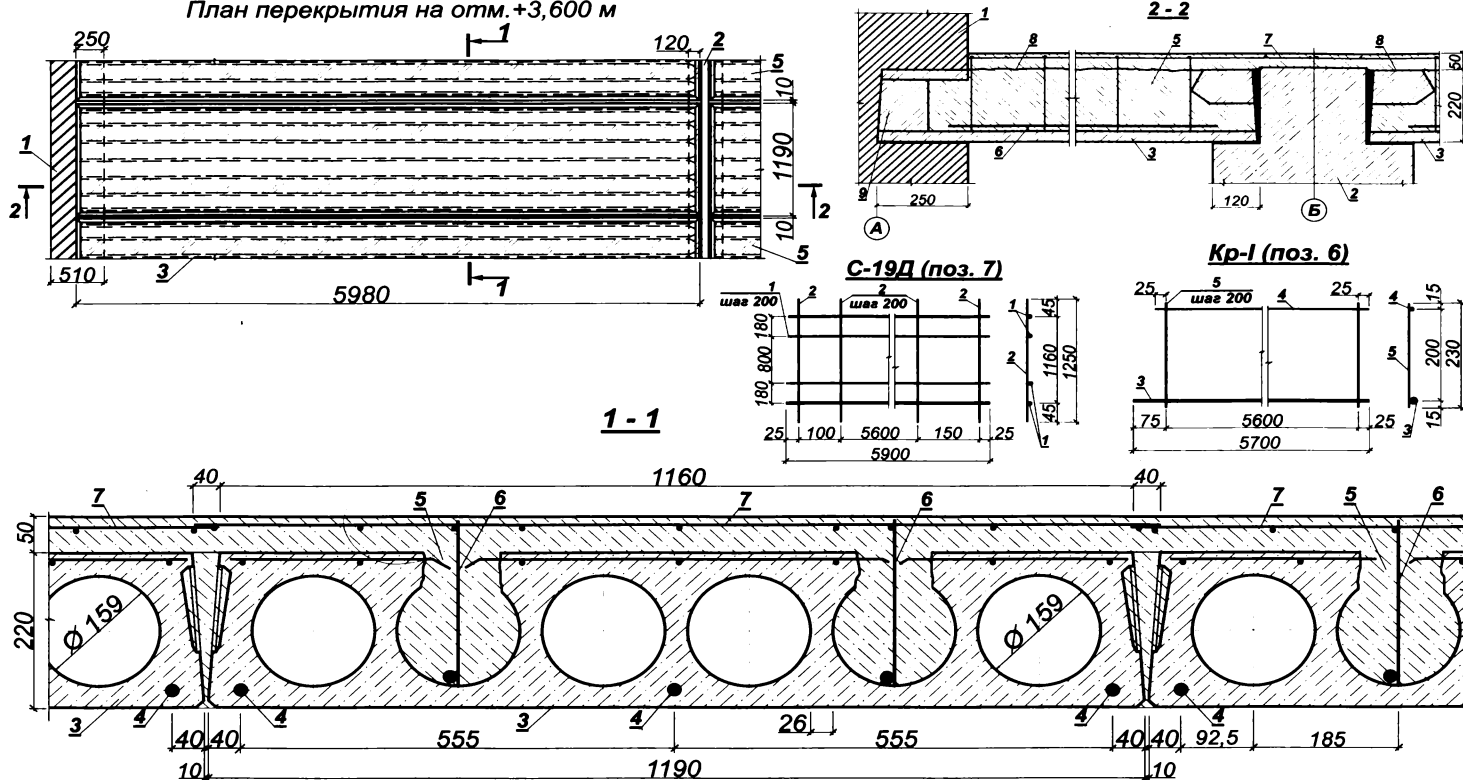


Рис. П.4.4. Усиление плит ПК 60.12-3АтV наращиванием сжатой зоны: 1 – несущая кирпичная стена; 2 – ригель перекрытия;

3 – усиливаемые плиты перекрытия ПК 60.12-АтV; 4 – рабочая арматура усиливаемой плиты; 5 – бетон наращивания сжатой зоны класса В20;

6 – каркас Кр-I с рабочей арматурой Ø16 А400 (А-III); 7 – сетка С-19Д; 8 – поверхность сцепления монолитного бетона наращивания с бетоном усиливаемой плиты; 9 – бетонная пробка. Позиции к Кр-I и С-19Д – см. спецификацию к арматурным изделиям (табл. П.4.4)

8. Конструирование и расчет усиления пустотной плиты установкой в пустоты металлических балок с обетонированием

Рассмотрим второй вариант усиления пустотных плит установкой в пустоты металлических балок с обетонированием. Балки устанавливаются через две пустоты, предварительно пробивая пазы в верхней полке пустот. После установки балок в пустоты проводится бетонирование двух пустот бетоном класса не менее класса бетона усиленной конструкции и не менее В15. В данном случае принимаем класс бетона В20, при этом расчетное сопротивление бетона принимаем по меньшему классу бетона В15, т.е. $R_b = 7,65 \text{ МПа}$ (см. табл. П.4.2).

Исходные данные для расчета и нагрузки принимаем по первому варианту усиления плиты (см. прил. 4, разд. 1...3).

Расчетную ширину сжатой зоны сечения принимаем равной расстоянию между металлическими балками, т.е. $b'_f = 1160/2 = 580 \text{ мм}$. В расчет вводим половину сечения плиты с тремя пустотами и одной металлической балкой усиления. Ширина сечения в этом случае равна $b = b'_f - 20,9159 = 294 \text{ мм}$, толщина полки $h'_f = 38 \text{ мм}$. Принимаем металлическую балку усиления - двутавр № 10 по ГОСТ 8239-89 (минимально возможный номер двутавра) и устанавливаем ее в пустоту на бетон толщиной 10 мм. Сталь для балки принимаем класса С245 по ГОСТ 27772-88 с расчетным сопротивлением $R_y = 240 \text{ МПа}$ по прил. 11 или [52]. В расчете учитываем половину сечения рабочей арматуры плиты. Приведенное расчетное сечение с учетом балки усиления приведено на рис. П.4.5.

Изгибающий момент, который будет действовать во время усиления плиты, определяем с учетом, что будет действовать только нагрузка от собственного веса плиты и нагрузка от бетона заполнения пустот и собственного веса балок. В этом случае момент равен $M = [3,240,951,2 + (23,140,159^2/4)251,10,95 + 20,009469,811,050,95]5,8^2/8 = 20,7 \text{ кНм}$, что составляет 77% от предельного момента $M_{\phi} = 27,0 \text{ кНм}$, следовательно, расчетные характеристики стали балок усиления принимаем с коэффициентом условий работы $\gamma_{sr1} = 0,9$ [14, п. 6.28].

Расчетный изгибающий момент определяем для расчетной ширины плиты, равной $B_{пл.} = 1,2/2 = 0,6 \text{ м}$ с учетом дополнительной нагрузки от веса бетона заполнения одной пустоты и собственного веса металлической балки по формуле

$$M_{\max} = [q_{\max} \gamma_n B_{пл.}/2 + (\pi d_{норм}^2/4) \gamma_{ж.б.} \gamma_f \gamma_n + g_{м.б.} 9,81 \gamma_f \gamma_n] l^2/8 = \\ = [10,240,951,2/2 + (3,140,159^2/4)251,10,95 + 0,009469,811,050,95]5,8^2/8 = 27,1 \text{ кНм}.$$

Определяем положение сжатой зоны сечения, учитывая, что все сечение металлической балки располагается ниже полки плиты (рис. П.4.5). При расчете данного способа усиления принимаем коэффициент $\gamma_{s3} = 1,0$.

$$R_{sp} \cdot A_{sp} + R_y \cdot \gamma_{sr1} \cdot A_{ss} \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f;$$

$$640 \cdot 113 + 240 \cdot 0,9 \cdot 1200 \leq 415 \cdot 25 + 7,65 \cdot 580 \cdot 38; \quad 331,5 \text{ кН} \leq 179,0 \text{ кН},$$

условие не соблюдается, следовательно, граница сжатой зоны проходит в стенке приведенного таврового сечения и высоту сжатой зоны определяем по двум формулам (П.4.19, П.4.20), выясняя, где проходит граница сжатой зоны: выше верхней полки балки, пересекает стенку балки или проходит в пределах толщины верхней полки балки.

$$x = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp} + R_y \cdot \gamma_{sr1} \cdot A_{ss} - R_{sc} \cdot A'_s - R_b(b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b}; \quad (П.4.19)$$

$$x = \frac{640 \cdot 113 + 240 \cdot 0,9 \cdot 1200 - 415 \cdot 25 - 7,65(580 - 294) \cdot 38}{7,65 \cdot 294} = 105,8 \text{ мм},$$

следовательно, граница сжатой зоны проходит в стенке балки и высоту сжатой зоны

уточняем по формуле

$$x = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp} + 2 \cdot R_y \cdot \gamma_{sr1} \cdot r \cdot t_w - R_{sc} \cdot A'_s - R_b(b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot b + 2 \cdot R_y \cdot \gamma_{sr1} \cdot t_w} \quad (\text{П.4.20})$$

$$x = \frac{640 \cdot 113 + 2 \cdot 240 \cdot 0,9 \cdot 130 \cdot 4,5 - 415 \cdot 25 - 7,65(580 - 294) \cdot 38}{7,65 \cdot 294 + 2 \cdot 240 \cdot 0,9 \cdot 4,5} = 55,2 \text{ мм.}$$

Так как нейтральная ось при проверке по формуле (П.4.19) пересекает стенку балки, а при проверке по формуле (П.4.20) не пересекает балку, расчет сечения проводим, полагая, что нейтральная ось проходит в пределах толщины верхней полки металлической балки. В этом случае верхняя полка, лежащая на нейтральной линии, исключается из расчета и прочность сечения проверяется из условия (П.4.22), при этом должно соблюдаться условие

$$a_{ss} \leq \xi_R \cdot \gamma_{sr1} \cdot h_o \quad (\text{П.4.21})$$

$$M_{\max} \leq R_b \left[(b'_f - b) h'_f (a_{ss} - 0,5 \cdot h'_f) + 0,5 \cdot b \cdot a_{ss}^2 \right] + R_{sp} \cdot A_{sp} (h - a_{sp} - a_{ss}) + R_y \cdot \gamma_{sr1} \cdot h_w \left[A_{pol} + t_w \cdot h_w / 2 \right] + R_{sc} \cdot A'_s (a_{ss} - a') \quad (\text{П.4.22})$$

Если условие (П.4.21) не соблюдается, то прочность сечения проверяется по формуле (П.4.23) при $x = \xi_R \gamma_{sr1} h_o$.

$$M_{\max} \leq R_b \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 \cdot x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5 \cdot h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a') \quad (\text{П.4.23})$$

В случае, если высота сжатой зоны бетона, определенная по формуле (П.4.19), получится $x < a_{ss}$, прочность сечения проверяется по формуле (П.4.23). Если высота сжатой зоны бетона, определенная по формуле (П.4.20), получится $x > a_{ss}$, прочность сечения проверяется по формуле (П.4.24).

$$M_{\max} \leq R_b \left[(b'_f - b) h'_f (x - 0,5 \cdot h'_f) + 0,5 \cdot b \cdot x^2 \right] + R_{sp} \cdot A_{sp} (h - a_{sp} - x) + R_y \cdot \gamma_{sr1} \left[W_{pl} + (r - x)^2 t_w \right] + R_{sc} \cdot A'_s (x - a') \quad (\text{П.4.24})$$

где $W_{pl} = 1,17 W$ – пластический момент сопротивления металлических балок;

$W = 39700 \text{ мм}^3$ – момент сопротивления стальной балки по прил. 9;

$A_{pol} = b_f t_f$ – площадь полки стальной балки.

В условиях прочности (П.4.22...П.4.24) момент внутренних усилий (правая часть условий) определяется относительно нижней грани сжатой зоны сечения (рис. П.4.5).

Проверяем условие (П.4.21) – $a_{ss} \leq \xi_R \cdot \gamma_{sr1} \cdot h_o$.

$80 < 0,41 \cdot 0,9 \cdot 165,7 = 61 \text{ мм}$, условие не удовлетворяется и прочность сечения проверяется по формуле (П.4.23) при $x = \xi_R \gamma_{sr1} h_o = 0,41 \cdot 0,9 \cdot 165,7 = 61 \text{ мм}$.

В условии (П.4.21) граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона усиленной плиты $\xi_R = 0,41 \cdot 0,9 = 0,369$ (см. формулу П.4.4).

Рабочую высоту сечения h_o определяем без учета сжатой полки балки по формуле

$$h_o = (h - a_{sp}) - \frac{R_y \cdot \gamma_{sr1} (A_{ss} - b_f \cdot t_f)}{R_{sp} \cdot A_{s,red}} = (220 - 25) - \frac{240 \cdot 0,9(1200 - 55 \cdot 7,2)}{640 \cdot 384,3} = 41,5 = 165,7 \text{ мм,}$$

где $A_{s,red}$ – приведенная площадь сечения растянутой арматуры и стали балки, определяется по формуле

$$A_{s,red} = A_{sp} + (A_{ss} - b_f \cdot t_f) \frac{R_y \cdot \gamma_{sr1}}{R_{sp}} = 113 + (1200 - 55 \cdot 7,2) \frac{240 \cdot 0,9}{640} = 384,3 \text{ мм}^2;$$

y – координата центра тяжести металлической балки, без учета верхней полки относительно центра тяжести растянутой арматуры, определяемая по формуле

$$y = [b_f \cdot t_f(z + t_f/2) + h_w \cdot t_w(z + t_f + t_w/2)] / (b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w) = \\ = [55 \cdot 7,2(15 + 7,2/2) + 85,6 \cdot 4,5(15 + 7,2 + 85,6/2)] / (55 \cdot 7,2 + 85,6 \cdot 4,5) = 41,5 \text{ мм.}$$

Проверим прочность сечения по формуле (П.4.23).

$$M_{\max} \leq R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5 \cdot x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5 \cdot h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s(h_0 - a');$$

$$27,1 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 7,65 \cdot 294 \cdot 61(165,7 - 61/2) + 7,65(580 - 294)38(165,7 - 38/2) + \\ + 415 \cdot 25(165,7 - 15) = 32,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, несущая способность усиленной плиты обеспечена.

Спецификацию на усиление ПК 60.12-3Ат-V см. прил. 3, (табл. П.3.5). Спецификация на сталь приведена в табл. П.4.5.

Таблица П.4.5

Спецификация стали С245 по ГОСТ 27772-88

Мар- ка	Поз.	Сечение	Длина, мм	Кол.	Масса, кг			Примеча- ние
					поз.	всех	марки	
КУ-1	6	I № 10	5600	2	53,0	106,0	106,0	

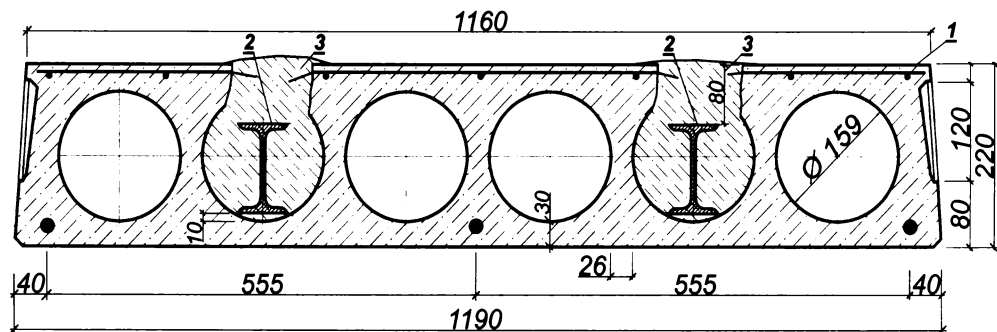
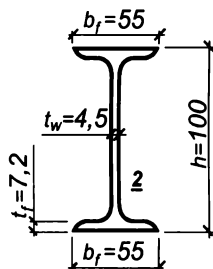
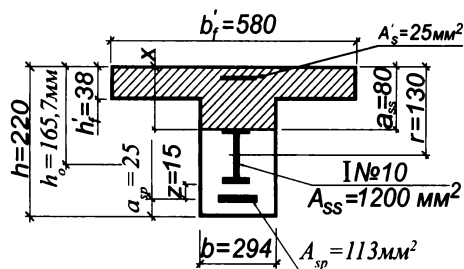


Рис. П.4.5. Приведенное полусечение плиты и конструктивное решение по усилению плиты ПК 60.12-3АтV металлическими балками:

1 – усиляемая плита; 2 – балка усиления I № 10; 3 – бетон класса В20

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ ЗАТЯЖКИ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ СТРОПИЛЬНОЙ ОДНОСКАТНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ

1. Задание на проектирование

После проведения детального обследования строительных конструкций здания, выявленных дефектов и повреждений стропильных железобетонных балок покрытия, а также в связи с изменением снеговой нагрузки [4] необходимо выполнить оценку их несущей способности согласно требованию норм [14, 49, 51] и сделать вывод о техническом состоянии балок и необходимости их усиления.

2. Результаты обследования балок

Балки эксплуатируются в покрытии отапливаемого одноэтажного здания пролетом 12 м, с плоской кровлей и железобетонными плитами покрытия длиной 6 м. Среда эксплуатации конструкций – неагрессивная. Уровень ответственности здания – I (повышенный), коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, $\gamma_n = 1,0$ [4, прил. 7]. Здание построено в 1990 г. и находится в IV районе по весу снегового покрова. Влажность воздуха – 65%.

а. Геометрия балок

В результате проведенного обследования выявлены опалубочные размеры балок (рис. П.5.1). Высота балок $h = 890$ мм, ширина верхней полки $b_f = 280$ мм, толщина $h_f = 150$ мм, ширина нижней полки $b_f = 280$ мм, толщина $h_f = 200$ мм, толщина стенки $b = 80$ мм. Длина балки $l = 11960$ мм, расчетный пролет балки $l_0 = 11700$ мм.

б. Материалы (арматура и бетон)

Армирование балок было определено по результатам вскрытия арматуры, а также при помощи прибора ПОИСК 2.2. В результате выяснено, что армирование балок рабочей преднапряженной арматурой выполнено из восьми стержней арматуры $\varnothing 18$ мм, расположенной в два ряда. По геометрическим характеристикам балки, величине эксплуатационных нагрузок и результатов вскрытия арматуры балку можно отнести к конструкции, выполненной по серии 1.462.1–1/88, выпуск 1, 2 [32], марка балок – 2БСП12-5АтIVC-Н.

Полное армирование балок было выполнено:

- преднапряженная рабочая арматура – 8 $\varnothing 18$ А600(АТ-IVC) с $A_s = 2034$ мм². Два ряда по 1017 мм². Предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь $\sigma_{sp} = 340$ МПа [32];
- обычное армирование в растянутой зоне – 4 $\varnothing 5$ В500(Вр-I) с $A_s = 78,5$ мм²;
- армирование сжатой зоны – 2 $\varnothing 10$ А400(А-III) с $A'_s = 157$ мм² + 2 $\varnothing 5$ В500(Вр-I) с $A'_s = 39$ мм². Всего $A'_s = 196$ мм².

В балках имеются отдельные отслоения бетона в защитном слое растянутой арматуры, оголение арматуры на участках до 100...150 мм, а также продольные трещины, идущие вдоль рабочей арматуры, раскрытием 0,5...0,8 мм, что свидетельствует о коррозии стали, расположенной в растянутой зоне и которая для нижнего ряда в среднем составляет 0,4 мм по диаметру. Коррозионных повреждений арматуры во втором ряду растянутой арматуры и в сжатой зоне не обнаружено. Фактическое армирование балок на момент проведения обследования составляет:

- Класс бетона балок данного типа по [32] – В35. Принимаем для расчета класс бетона В35, передаточную прочность $R_{bp} = 23 \text{ МПа}$ по прил. 12 или [32].



- полная, расчетная нагрузка для балок типа 2БСП12-5АтIVC-H – $7,35 \text{ кН/м}^2$ без учета нагрузки от собственного веса балок;
- нормативная нагрузка – $6,08 \text{ кН/м}^2$ без учета нагрузки от собственного веса балок;

- масса балок – 5 т.

В покрытии здания находятся следующие конструктивные слои, определенные по результатам вскрытия:

- 6...7 слоев кровельного ковра;
- цементная стяжка по утеплителю толщиной $\delta = 35...45$ мм, по плитам $\delta = 15...25$ мм;
- утеплитель – пенобетон толщиной $\delta = 210...230$ мм. Удельный вес утеплителя, определенный по результатам лабораторных испытаний образцов, составляет $\gamma = 6,20$ кН/м³.

Нагрузки, определенные по результатам обмеров и вскрытия кровли, приведены в табл. П.5.1. Так как толщины слоев кровли определялись по результатам вскрытия кровли в двух точках, принимаем коэффициент надежности по нагрузке γ_f по [4, п. 2.2].

Таблица П.5.1

Определение нагрузок на балку, кН/м²

Наименование нагрузки	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
1. Постоянные нагрузки:			
1.1. Кровля (6...7 слоев)	0,28	1,3	0,36
1.2. Стяжка из цементного раствора $\delta = 40$ мм, $\gamma = 20$ кН/м ³	0,80	1,3	1,04
1.3. Утеплитель – пенобетон $\delta = 22$ см, $\gamma = 6,20$ кН/м ³	1,36	1,3	1,77
1.4. Пароизоляция	0,04	1,3	0,05
1.5. Выравнивающая стяжка из цементного раствора по плитам $\delta = 20$ мм, $\gamma = 20,0$ кН/м ³	0,40	1,3	0,52
1.6. Железобетонные ребристые плиты покрытия по серии – 1.465.1-7/84, выпуск 1 [33], типа 2ПГ6, с учетом заполнения швов	1,71	1,1	1,88
1.7. Собственный вес ж/б балок	0,7	1,1	0,77
ИТОГО ПОСТОЯННАЯ:	5,29	–	6,39
2. Временная: снеговая (IV снеговой район) [4, п. 5]* – S	1,68	–	2,40
в том числе длительная [4, п. 1.7]** – S_l	0,84	–	1,20
ВСЕГО: полная – q	6,97	–	8,79
в том числе продолжительного действия – q_l	6,13	–	7,59

*** Определение полной снеговой нагрузки.**

Определение снеговой нагрузки с учетом введения в действие новых норм производится по [4, п. 5]. Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_g \cdot \mu \cdot c_e = 2,40 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,40 \text{ кН / м}^2, \quad (\text{П.5.2})$$

где $S_g = 2,4$ кПа (кН/м²) – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли. Для IV снегового района – [4, карта № 1 прил. 5 и табл. 4];

$\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, при уклоне кровли – $\alpha = 5^\circ$ [4, прил. 3, схема 1,б];

c_e – коэффициент, учитывающий снижение снеговой нагрузки, определяемый по [4, п. 5.5*] в зависимости от уклона кровли и скорости ветра за холодный период.

Так как уклон кровли равен $i = 8,7\% < 12\%$, следовательно, коэффициент c_e мож-

но применять, однако согласно [4, п. 5.5*, 6] для покрытий зданий, защищенных от прямого воздействия ветра соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на $10h_1$, где h_1 – разность высот соседнего и проектируемого здания, снижение снеговой нагрузки на покрытия таких зданий не распространяется. Так как рядом с реконструируемым зданием имеются более высокие здания, то коэффициент c_e принимаем равным 1,0.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по [4, п. 5.7].

$$S^H = S \cdot 0,70 = 2,40 \cdot 0,7 = 1,68 \text{ кН} / \text{м}^2$$

****Определение длительно действующей части снеговой нагрузки.**

Длительно действующую часть снеговой нагрузки S_l определяем по [4, п. 1.7, к] умножением значения снеговой нагрузки на коэффициент 0,5.

3. Расчетные и нормативные характеристики материалов

Характеристики материалов определяем по [51], табл. П.5.2, П.5.3.

а. Бетон

Так как кратковременная нагрузка – половина снеговой нагрузки составляют 14% от полной нагрузки, принимаем коэффициент условий работы бетона γ_{bl} : при расчете балки на полную нагрузку $q - \gamma_{bl} = 1,0$, при расчете балки на длительно действующую нагрузку $q_l - \gamma_{bl} = 0,9$ [51, п. 2.1.2.3].

Таблица П.5.2

Характеристики бетона по прил. 13 или по [51, табл. 1, 2, 4]

Класс бетона	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа		Начальный модуль упругости, $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа
	$R_{b,n} (R_{b,ser})$	$R_{bl,n} (R_{bl,ser})$	R_b	R_{bl}	
B 35	25,5	1,95	19,5	1,3	34,5

б. Арматура

Расчетные сопротивления арматуры определяем согласно [49, введение; 14, п. 6.18], принимая максимальные коэффициенты надежности по арматуре: для арматуры класса – A600 (AT-IVC) $\gamma_s = 1,25$; для A400 (A-III) $\gamma_s = 1,15$ [14, п. 6.18]; для B500 (Bp-I) $\gamma_s = 1,20$ [51, п. 2.2.2.2], принимая класс арматуры по проектным данным и результатам обследования. Тогда расчетные сопротивления определяем по формуле

$$R_s = R_{s,n} / \gamma_s, \quad (\text{П.5.3})$$

где $R_{s,n}$ – нормативные сопротивления, принимаем по прил. 13 или по [51, табл. 7].

Таблица П.5.3

Нормативные и расчетные характеристики арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление $R_{s,n}$ МПа	Расчетное сопротивление, МПа		Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-3}$, МПа
		R_s	R_{sc}	
Преднапряженная арматура – A600 (AT-IVC) ($\varnothing 18$ мм)	600	480	430	200
Стержневая арматура – A400 (A-III) ($\varnothing 10$ мм)	400	348	348	200
Проволочная арматура – B500 (Bp-I) ($\varnothing 5$ мм)	500	415	415	200

Изгибающие моменты от нагрузок, приведенных в серии [32] для балки типа 2БСП12-5АтIVC-Н:

- от расчетных нагрузок с учетом собственного веса балки
 $M = (7,356 + (51,19,81)/12) \cdot 11,7^2/8 = 831,6 \text{ кНм};$
- от нормативных нагрузок с учетом собственного веса балки
 $M^H = (6,086 + (59,81)/12) \cdot 11,7^2/8 = 694,2 \text{ кНм}.$

Изгибающие моменты от фактически действующих нагрузок на балку определяем от действия постоянных и временных (снег) нагрузок. Тогда изгибающие моменты от нагрузок, определенных по результатам обследования (табл. П.5.1), при шаге балок $B_{бал.} = 6,0 \text{ м}$, равны:

- от полных расчетных постоянных и временных нагрузок (полная снеговая нагрузка)
 $M_{max} = (g + S)B_{бал.} \cdot l^2/8 = (6,39 + 2,4) \cdot 6 \cdot 11,7^2/8 = 902,5 \text{ кНм};$
- от расчетных длительно действующих нагрузок
 $M_l = (g + S_l)B_{бал.} \cdot l^2/8 = (6,39 + 1,20) \cdot 6 \cdot 11,7^2/8 = 779,3 \text{ кНм};$
- от полных расчетных постоянных нагрузок, т.е. от нагрузок, действующих в момент проведения усиления,
 $M_{np} = 6,39 \cdot 6 \cdot 11,7^2/8 = 656,0 \text{ кНм}.$

Следовательно, фактически действующий изгибающий момент от нагрузок, определенных по результатам обследования, выше на 8,5% проектного момента [32].

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может воспринять сечение балки с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений (несущая способность балки), определяем по [49, п. 9.3, 51, п. 3.1.1.2, 3.1.2].

Расчет прочности железобетонных балок проводим по приведенным характеристикам сечения, без учета обычной арматуры класса B500(Bp-I), расположенной в растянутой зоне в связи с ее малым количеством и коррозионными повреждениями. Сжатая арматура сосредоточена в верхней зоне, растянутая преднапряженная – в нижней зоне сечения. Расчетное сопротивление сжатой арматуры принимаем по арматуре класса A400(A-III). Расчетное приведенное сечение балки приведено на рис. П.5.2.

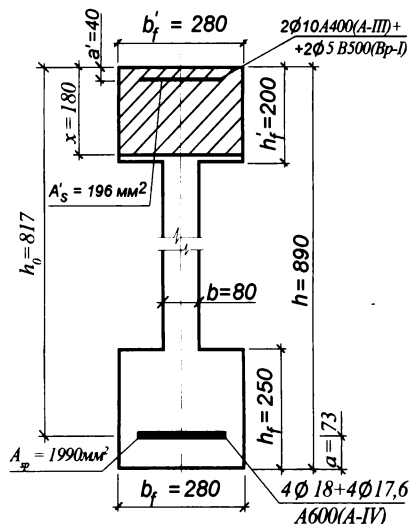


Рис. П.5.2. Расчетное приведенное сечение балки с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений

В связи с невозможностью точно определить фактические потери преднапряжения и коррозией арматуры нижнего ряда, наличием продольных трещин, оголением нижнего ряда стержней на части длины предварительное напряжение принимаем меньше, чем по серии [32] и равным $\sigma_{sp} = 300 \text{ МПа}$. Определим граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R , по [51, п. 3.1.2.3]

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,80}{1 + \frac{0,00305}{0,0035}} = 0,427, \quad (\text{П.5.4})$$

где $\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035;

$\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация преднапряженной арматуры растянутой зоны при напряжениях, равных R_s . Для арматуры с условным пределом текучести $\varepsilon_{s,el}$ определяется по формуле

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} = \frac{480 + 400 - 270}{200000} = 0,00305, \quad (\text{П.5.5})$$

здесь $\sigma_{sp} = 300 \text{ МПа}$ – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 0,9$.

Рабочую высоту балки h_o определяем по формуле

$$h_o = h - a = h - \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2}{A_{s1} + A_{s2}} = 890 - \frac{973 \cdot 50 + 1017 \cdot 95}{973 + 1017} = 817 \text{ мм}. \quad (\text{П.5.6})$$

Расчет двутаврового приведенного сечения проводим на действие полной расчетной нагрузки при $\gamma_{bl} = 1,0$ в зависимости от положения сжатой зоны (рис. П.5.2). Определяем положение границы сжатой зоны по [16, п. 3.17].

$$\gamma_{s3} \cdot R_s \cdot A_{sp} \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f; \quad (\text{П.5.7})$$

$$1,1 \cdot 480 \cdot 1990 = 1050,7 \text{ кН} \leq 348 \cdot 196 + 19,5 \cdot 280 \cdot 200 = 1160,2 \text{ кН},$$

где γ_{s3} – коэффициент условий работы напрягаемой стержневой арматуры с условным пределом текучести (среда эксплуатации – неагрессивная), определяемый для данного условия при $\xi = h'_f/h_o$ по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \frac{200}{817 \cdot 0,427} = 1,107 \leq 1,1. \quad (\text{П.5.8})$$

Для проволочной арматуры класса В, устанавливаемой в плотную, стержневой класса А540 или в случае агрессивности среды коэффициент $\gamma_{s3} = 1,0$.

Условие (П.5.7) соблюдается, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке балки. Расчет балки проводим как для прямоугольного сечения с расчетной шириной сечения, равной $b'_f = 280 \text{ мм}$ по [51, п. 3.1.2.7; 16, п. 3.12] в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ_I , определяемой по формуле

$$\xi_I = \frac{R_s \cdot A_{sp} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b'_f \cdot h_o} = \frac{480 \cdot 1990 - 348 \cdot 196}{19,5 \cdot 280 \cdot 817} = 0,199. \quad (\text{П.5.9})$$

Так как $\xi_I = 0,199 < \xi_R = 0,427$ предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением балки, определяем согласно [16, п. 3.12, а] по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b'_f \cdot x (h_o - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a') = 19,5 \cdot 280 \cdot 180 (817 - 0,5 \cdot 180) + 348 \cdot 196 (817 - 40) = 767,5 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (\text{П.5.10})$$

Высоту сжатой зоны x определяем по формуле

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot R_s \cdot A_{sp} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b_f} = \frac{1,1 \cdot 480 \cdot 1990 - 348 \cdot 196}{19,5 \cdot 280} = 180 \text{ мм}, \quad (\text{П.5.11})$$

где коэффициент γ_{s3} определяем по условию [16, формула 3.6]

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + \alpha_c}{4\xi_R + \xi_1 + \alpha_c} = \frac{5 \cdot 0,427 + 0,0153}{4 \cdot 0,427 + 0,199 + 0,0153} = 1,119 \leq 1,1, \quad (\text{П.5.12})$$

здесь $\alpha_c = \frac{R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b_f \cdot h_0} = \frac{348 \cdot 196}{19,5 \cdot 280 \cdot 817} = 0,0153. \quad (\text{П.5.13})$

Значения $\xi = x/h_0 = 180/817 = 0,22$, что меньше $\xi_R = 0,427$.

Проверяем условие прочности по [51, п. 3.1.2.5, формула 34], учитывая, что расчетное сопротивление бетона R_b принималось с коэффициентом условий работы $\gamma_{bl} = 1,0$. Тогда максимальный момент от внешних нагрузок принимаем как момент от полных расчетных нагрузок – $M_{\max} = 902,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$M_{\max} = 902,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{\text{ult}} = 767,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, условие не выполняется. Момент от внешних полных нагрузок на 17,6% выше момента по несущей способности. Необходимо выполнить усиление балки.

Проверим условие прочности [51, п. 3.1.2.5, формула 34], принимая расчетное сопротивление бетона R_b с коэффициентом условий работы $\gamma_{bl} = 0,9$. В этом случае учитываются только длительно действующие нагрузки и момент от длительно действующих расчетных нагрузок – $M_l = 779,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением балки, определяем согласно [16, п. 3.12, а] по формулам (П.5.7...П.5.13) при $R_b = = 19,50,9 = 17,6 \text{ МПа}$ [51, табл. 5.2].

Условие прочности $M_l = 779,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{\text{ult}} = 757,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, условие не выполняется и в этом случае. Момент от внешних длительно действующих нагрузок на 2,8% выше момента по несущей способности. Необходимо выполнить усиление балки.

Таким образом, дополнительный изгибающий момент, который должна воспринять усиленная балка, равен $M_{\text{дон}} = 902,5 - 767,5 = 135,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$, что на 17,6% превышает M_{ult} .

5. Расчет шпренгельной преднапряженной затяжки

При усилении изгибаемых элементов шпренгельной преднапряженной системой изгибаемый элемент (стропильная балка) рассматривается как внецентренно сжатый элемент, нагруженный внешней нагрузкой и усилиями от шпренгеля, которые так же рассматриваются как внешняя нагрузка. Расчетная схема балки, усиленной шпренгельной затяжкой, приведена на рис. П.5.3.

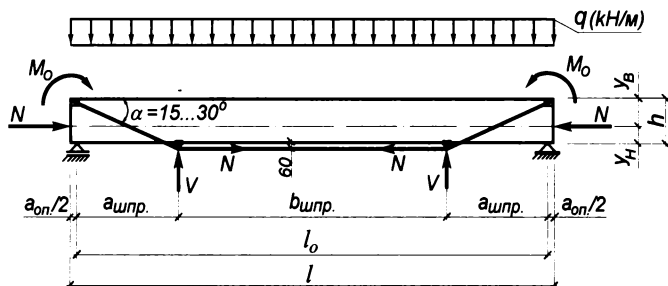


Рис. П.5.3. Расчетная схема балки, усиленной шпренгельной затяжкой

Для расчета данной системы рекомендуется следующий порядок, после определения данных по п. 2...4.

- Определяются расчетные значения изгибающих моментов (см. п. 4):
 - а) расчетный изгибающий момент от полных нагрузок, действующих после проведения реконструкции здания, – M_{max} ;
 - б) расчетный изгибающий момент от длительно действующих нагрузок, действующих после проведения реконструкции здания, – M_i ;
 - в) расчетный изгибающий момент от нагрузок, действующих в момент проведения усиления балки, – $M_{пр}$;
 - г) предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением балки с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений, – M_{ult} .
- Назначаются основные габариты шпренгельной системы – $a_{шпр.}$, $b_{шпр.}$, α . Величину угла наклона шпренгеля α рекомендуется назначать в пределах $15...30^\circ$.
- Проводится расчет балки на действие внешних усилий, в том числе и от шпренгеля – изгибающего момента M_u и продольной силы N как внецентренно сжатого элемента, используя положения [51, 50, 14] и принимая усилие N в ветвях шпренгеля как внешнюю продольную силу N , а величину момента M_u равной значению изгибающего момента от внешних нагрузок и от действия шпренгеля. Определяют требуемое значение продольной силы N , при которой выполняется условие прочности для внецентренно сжатого элемента. При определении N рекомендуется соблюдать условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ – относительная высота сжатой зоны для растянутого ряда рабочей арматуры балки.

Расчетные усилия в балке как внецентренно сжатого элемента (рис. П.5.3) определяются:

– вертикальная реакция от шпренгеля в точке перелома ветвей по формуле

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \alpha ; \quad (\text{П.5.14})$$

– дополнительный изгибающий момент, возникающий в балке от действия силы N (принимая, что она приложена в верхней точке балки) с эксцентриситетом Y_B по формуле

$$M_o = N \cdot y_B ; \quad (\text{П.5.15})$$

– расчетное значение изгибающего момента с учетом разгружающего момента от силы V по формуле

$$M_u = M_{max} + M_o - V \cdot a_{шпр.} . \quad (\text{П.5.16})$$

Расстояние от точки приложения силы N с учетом влияния изгибающего момента M_u до центра тяжести сечения арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяется по формуле

$$e = e_o \cdot \eta + h_o - y_B , \quad (\text{П.5.17})$$

где $e_o = M_u / N$; (П.5.18)

η – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) балки на ее несущую способность и определяемый по формуле

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) . \quad (\text{П.5.19})$$

Условная критическая сила N_{cr} определяется без учета стали шпренгеля, но с учетом предварительного напряжения арматуры по [14, п. 3.24].

- Определяют предварительно площадь поперечного сечения ветвей шпренгеля
- $$A_{ss} = N / (m_o \cdot R_{ss}) , \quad (\text{П.5.20})$$

где $m_o = 0,8$ – коэффициент условий работы шпренгельной преднапряженной затяжки;
 R_{ss} – расчетное сопротивление стали шпренгеля.

Далее принимают диаметр двух стержней по сортаменту арматурной стали, при этом диаметр стержня не должен превышать 36 мм. Если это условие не соблюдается, то принимается какое-либо из предлагаемых решений и выполняют расчет заново:

- увеличить класс стали для шпренгеля ($A500C$, $A600(A-IV)$, $A800(A-V)$, арматурные канаты классов $K1400$, $K1500$ ($K-7$, $K-19$) и т.д.), тем самым увеличив R_{ss} ;
- усилить сжатую зону балки обетонированием с установкой сжатой арматуры A'_s или обоймой из стальных уголков с последующим обетонированием;
- принять для усиления балки другой метод.

Возможно принятие одновременно двух первых предлагаемых решений.

Помимо предлагаемых вариантов возможно также точку приложения усилия N в ветвях шпренгеля приблизить к центру тяжести усиливаемого сечения балки, уменьшив тем самым момент M_o . В этом случае анкеровка ветвей шпренгеля на опоре балки будет отличаться от принятой в данном примере (см. п. 9).

■ Определяют величину предварительного напряжения σ_{ssp} (с учетом потерь), которое необходимо создать в ветвях шпренгеля при проведении работ по усилению. При определении σ_{ssp} необходимо учитывать, что работы по усилению конструкции в большинстве случаев проводятся, когда временная нагрузка отсутствует (в данном случае снеговая нагрузка). Тогда величина σ_{ssp} определяется по формуле

$$\sigma_{ssp} = m_o \cdot R_{ss} - \sigma_1, \quad (П.5.21)$$

$$\text{где } \sigma_1 = N_1 / A_{ss}, \quad (П.5.22)$$

здесь N_1 – часть усилия N , которая будет возникать в ветвях шпренгеля от нагрузок, которые будут приложены после проведения усиления балки.

При определении N_1 необходимо учитывать, что шпренгель уже включен в работу с балкой. В этом случае жесткость сечения балки вычисляется с учетом стали затяжки как для изгибаемого элемента, армированного дополнительной арматурой, не имеющей сцепления с бетоном.

В случае, если усиление проводится при действии на конструкцию полной эксплуатационной нагрузки, усилие N_1 не определяют и величину предварительного напряжения в ветвях шпренгеля σ_{ssp} принимают равной $\sigma_{ssp} = m_o \cdot R_{ss}$.

Выполним расчет данной системы вручну.

а. Исходные данные для расчета.

Геометрические характеристики сечения, армирование, нагрузки и усилия принимаем по п. 2...4 (рис. П.5.2, табл. П.5.1). Для выполнения ветвей шпренгеля принимаем сталь класса $A500C$ с расчетным сопротивлением $R_s = 435$ МПа по прил. 13 или по [51, табл. 8].

Принимаем, что концы шпренгеля закреплены в верхней точке балки, расстояние от нижней грани балки до оси ветвей шпренгеля – 60 мм. Угол наклона шпренгеля $\alpha = 20^\circ$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,364$, тогда $a_{шпр.} = [(h+60)/\operatorname{tg} \alpha] - (l - l_o)/2 = 2480$ мм, длина горизонтального участка шпренгеля $b_{шпр.} = l_o - 2 a_{шпр.} = 6740$ мм.

б. Определяем положение нейтральной оси сечения балки.

Приведенная к бетону площадь сечения балки без учета обычной арматуры, расположенной в растянутой зоне и значении коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_b = 200000/34500 = 5,80$ равна

$$A_{red} = (b'_f - b)h'_f + (b_f - b)h_f + hb + A_{sp}\alpha + A'_s\alpha = (280 - 80) \cdot 200 + (280 - 80) \cdot 250 + 890 \cdot 80 + 1990 \cdot 5,8 + 196 \cdot 5,8 = 173877 \text{ мм}^2.$$

Приведенный к бетону статический момент относительно нижней грани сечения равен

$$S_{red} = (b'_f - b)h'_f(h - h'_f/2) + (b_f - b)h_f h_f/2 + hbh/2 + A_{sp}\alpha(h - h_o) + A'_s\alpha(h - a') = \\ = (280 - 80) \cdot 200(890 - 200/2) + (280 - 80) \cdot 250 \cdot 250/2 + 890 \cdot 80 \cdot 890/2 + \\ + 1990 \cdot 5,8(890 - 817) + 196 \cdot 5,8(890 - 40) = 71,34 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Положение нейтральной линии сечения $y_H = S_{red}/A_{red} = 410 \text{ мм}$; $y_B = h - y_H = 480 \text{ мм}$.

Приведенный к бетону момент инерции поперечного сечения балки относительно центра тяжести сечения (без обычной арматуры, расположенной в растянутой зоне) I_{red} , равен

$$I_{red} = (280 - 80) \cdot 200^3 / 12 + (280 - 80) \cdot 200 \cdot (480 - 100)^2 + (280 - 80) \cdot 250^3 / 12 + \\ + (280 - 80) \cdot 250 \cdot (410 - 125)^2 + 80 \cdot 890^3 / 12 + 80 \cdot 890 \cdot (480 - 890/2)^2 + \\ + [1990(817 - 480)^2 + 196(480 - 40)^2] \cdot 5,8 = 16549 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Радиус инерции сечения $i = \sqrt{I_{red}/A_{red}} = \sqrt{16549 \cdot 10^6 / 0,173877} = 308,5 \text{ мм}$. Гиб-

кость элемента $l_0/i = 11960/308,5 = 38,8 > 14$, следовательно, необходимо учитывать влияние прогиба балки на момент продольной силы (или ее эксцентриситет e_0).

в. Определяем предварительное значение площади сечения ветвей шпренгеля и усилия от шпренгеля, действующие на балку.

Площадь сечения ветвей шпренгеля (для балок, перекрывающих пролет, 12 м) принимаем в зависимости от отношения M_{max}/M_{ult} . При значении $M_{max}/M_{ult} \leq 1,40$ диаметр стержней шпренгеля принимается $d_{шпр} \geq 25 \text{ мм}$, при $M_{max}/M_{ult} > 1,45$, $d_{шпр} \geq 28 \text{ мм}$.

Принимаем для шпренгеля – **2Ø28 А500С с $A_{ss} = 1232 \text{ мм}^2$** . Тогда действующие на балку усилия от шпренгеля, определяемые по формулам (П.5.20, П.5.14...П.5.16), равны

$$N = m_o \cdot R_{ss} \cdot A_{ss} = 0,8 \cdot 435 \cdot 1232 = 428736 \text{ Н} = 428,7 \text{ кН};$$

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \alpha = 428,7 \cdot 0,364 = 156 \text{ кН}; \quad M_o = N \cdot y_B = 428,7 \cdot 0,48 = 205,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_u = M_{max} + M_o - V \cdot a_{шпр} = 902,5 + 205,8 - 156 \cdot 2,48 = 721,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{u,l} = M_l + M_o - V \cdot a_{шпр} = 779,3 + 205,8 - 156 \cdot 2,48 = 598,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

г. Проводим расчет балки на действие изгибающего момента M_u и продольной силы N как внецентренно сжатого элемента согласно [49, 50, 51, 14].

$$\text{Эксцентриситет } e_o = M_u/N = 721,4/428,7 = 1,683 \text{ м.} \quad (\text{П.5.23})$$

Определим условную критическую силу N_{cr} по [14, п. 3.24] с учетом предварительного напряжения рабочей арматуры, но без учета стали шпренгеля:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e / \varphi_p} + 0,1 \right) + I_{s,red} \right] = 9872 \text{ кН}, \quad (\text{П.5.24})$$

где $l_o = 11960 \text{ мм}$ – расчетная длина внецентренно сжатого элемента, равная в данном случае длине балки.

Коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на жесткость балки, равен

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_o}{h} = 15,87, \quad (\text{П.5.25})$$

при этом значение $e_o/h = 1,891$ принимаем не более 1,5, а отношение $\sigma_{bp}/R_b = 0,826$, где значение $\sigma_{bp} = 0,7 R_{bp}$, как для конструкции при внецентренном обжатии и натяжении арматуры на упоры. Величина R_b в данном случае принимается без учета коэффициента γ_{b1} .

Коэффициент δ_e определяем по формуле

$$\delta_e = e_o / h = 1,891 \geq \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,19, \quad (\text{П.5.26})$$

принимаем $\delta_e = 1,891$.

Коэффициент φ_l , учитывающий влияние длительности действия нагрузки, определяется по формуле

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1,l}}{M_1} = 1 + 1,0 \frac{742,7}{865,9} = 1,858. \quad (\text{П.5.27})$$

В формуле (П.5.27) $\beta = 1,0$ для тяжелого бетона. Моменты M_l и M_{1l} – моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры, соответственно от действия всех нагрузок и от действия постоянных и длительных нагрузок и определяются по формулам:

$$M_l = M_u + N \cdot (h_o - y_B) = 721,4 + 428,7(0,817 - 0,480) = 865,9 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.5.28})$$

$$M_{1l} = M_{u,l} + N \cdot (h_o - y_B) = 598,2 + 428,7(0,817 - 0,480) = 742,7 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (\text{П.5.29})$$

Момент инерции арматуры балки $I_{s,\text{red}}$, приведенной к бетону (без обычной арматуры, расположенной в растянутой зоне) относительно центра тяжести поперечного сечения балки, равен

$$I_{s,\text{red}} = [A_{sp} \cdot (h_o - y_B)^2 + A'_s \cdot (y_B - a')^2] \alpha = [1990(817 - 480)^2 + 196(480 - 40)^2] 200000 / 34500 = 1530 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции бетона относительно центра тяжести поперечного сечения балки I_b равен (см. рис. П.5.2)

$$I_b = (280 - 80) \cdot 200^3 / 12 + (280 - 80) \cdot 200 \cdot (480 - 100)^2 + (280 - 80) \cdot 250^3 / 12 + (280 - 80) \cdot 250 \cdot (410 - 125)^2 + 80 \cdot 890^3 / 12 + 80 \cdot 890 \cdot (480 - 890 / 2)^2 = 15018 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Коэффициент η , учитывающий влияние прогиба на значение эксцентриситета продольной силы N (формула П.5.19), равен

$$\eta = \frac{l}{l - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{l}{l - \frac{428,7}{9872}} = 1,045$$

Эксцентриситет приложения продольной силы N относительно растянутой арматуры (формула П.5.17) равен $e = e_o \cdot \eta + h_o - y_B = 1,683 \cdot 1,045 + 0,817 - 0,480 = 2,096 \text{ м}$.

Определяем положение границы сжатой зоны

$$N \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f - R_s \cdot A_{sp}; \quad (\text{П.5.30})$$

$$428,7 \cdot 10^3 \leq 348 \cdot 196 + 19,5 \cdot 280 \cdot 200 - 480 \cdot 1990; \quad 428,7 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq 205 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

следовательно, граница проходит в стенке балки.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{N - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f - R_{sc} \cdot A'_s + R_s \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b}. \quad (\text{П.5.31})$$

$$x = \frac{428,7 \cdot 10^3 - 19,5(280 - 80)200 - 348 \cdot 196 + 480 \cdot 1990}{19,5 \cdot 80} = 343,4 \text{ мм}.$$

Значения $\xi = x/h_o = 0,420$, что меньше $\xi_R = 0,427$, следовательно, расчет сечения стропильной балки проводим из условия

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x(h_o - 0,5 \cdot x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - 0,5 \cdot h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s(h_o - a'); \quad (\text{П.5.32})$$

$$428,7 \cdot 2,096 = 898,6 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 19,5 \cdot 80 \cdot 343,4(817 - 0,5 \cdot 343,4) + 19,5(280 - 80)200(817 - 0,5 \cdot 200) + \\ + 348 \cdot 196(817 - 40) = 957,95 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, условие прочности (П.5.32) выполняется, сечение шпренгельной затяжки подобрано верно.

В случае, если значения $\xi = x/h_o > \xi_R$, расчет сечения стропильной балки проводить из условия (П.5.32), при этом высоту сжатой зоны необходимо определять по формуле

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_{sp} \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f' - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s}{h_o(1 - \xi_R)}}. \quad (\text{П.5.33})$$

6. Определение величины создаваемого предварительного напряжения в ветвях шпренгельной затяжки

При определении величины предварительного напряжения в ветвях шпренгеля σ_{ssp} необходимо учитывать, что работы по усилению конструкции в большинстве случаев проводятся, когда временная нагрузка отсутствует (в данном случае снеговая нагрузка). Следовательно, для определения величины предварительного напряжения в ветвях шпренгеля σ_{ssp} необходимо вычислить усилие N_I (часть усилия N), возникающее в ветвях шпренгеля от нагрузок, которые будут приложены после проведения усиления балки шпренгелем, т.е. при действии на усиленную балку изгибающего момента

$$\Delta M = M_{\max} - M_{np} = 902,5 - 656,0 = 246,5 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (\text{П.5.34})$$

При определении N_I необходимо учитывать, что шпренгель уже включен в работу с балкой. В этом случае жесткость сечения балки, в целях упрощения расчета, можно вычислить с учетом стали затяжки, но без учета усилий обжатия от преднапряженной арматуры A_{sp} и шпренгеля A_{ss} как для изгибаемого элемента согласно [50].

Определяем положение центра тяжести сечения $y_{B,yc}$ с учетом стали шпренгеля:

$$y_{H,yc} = S_{red,yc}/A_{red,yc} = 396,5 \text{ мм}; \quad y_{B,yc} = h - y_{H,yc} = 890 - 396,5 = 493,5 \text{ мм},$$

где $A_{red,yc} = A_{red} + A_{ss}E_s/E_b = 173877 + 1232 \cdot 200000/34500 = 181019 \text{ мм}^2$,

$$S_{red,yc} = S_{red} + S_{ss}E_s/E_b = 71,34 \cdot 10^6 + 1232 \cdot 60 \cdot 200000/34500 = 71,779 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Определяем приведенную рабочую высоту балки $h_{o,yc}$ с учетом стали шпренгеля по формуле

$$h_{o,yc} = h_o + \frac{R_{ss} \cdot A_{ss}}{R_s \cdot A_{s,red}} (h + 60 - h_o) = 817 + \frac{435 \cdot 1232}{480 \cdot 3106,5} (890 + 60 - 817) = 864,8 \text{ мм}, \quad (\text{П.5.35})$$

где $A_{s,red}$ – приведенная к преднапряженной арматуре балки площадь арматуры, расположенная в растянутой зоне с учетом стали шпренгеля, определяемая по формуле

$$A_{s,red} = A_{sp} + A_{ss} \frac{R_{ss}}{R_s} = 1990 + 1232 \frac{435}{480} = 3106,5 \text{ мм}^2. \quad (\text{П.5.36})$$

Усилие N_I определяем по формуле

$$N_I = \frac{\Delta I_{шпр.}}{I_{шпр.}} E_{ss} \cdot A_{ss} = \frac{3,84}{11975,5} 200000 \cdot 1232 = 79009 \text{ Н} = 79 \text{ кН}. \quad (\text{П.5.37})$$

где $E_{ss} = 200000 \text{ МПа}$ и $A_{ss} = 1232 \text{ мм}^2$ – соответственно модуль упругости и площадь сечения стали затяжки;

$l_{шпр.}$ – длина шпренгеля без учета длины сварных швов в месте соединения ветвей шпренгеля с упорным оголовком или другим анкерующим устройством, определяемая по формуле (П.5.38). Принимаем предварительно, что шов заканчивается на расстоя-

нии 150 мм от торца балки (на 20 мм от оси опирания) и на 55 мм ниже верхней грани балки (угол наклона – 20°).

$$l_{шпр.} = b_{шпр.} + 2 \cdot \sqrt{(a_{шпр.} - 20)^2 + (h + 60 - 55)^2} = 6740 + 2 \cdot \sqrt{(2480 - 20)^2 + (890 + 60 - 55)^2} = 11975,5 \text{ мм}; \quad (\text{П.5.38})$$

$$\Delta l_{шпр.} = l'_{шпр.} - l_{шпр.} = 11979,34 - 11975,5 = 3,84 \text{ мм}; \quad (\text{П.5.39})$$

$$l'_{шпр.} = b_{шпр.} + 2 \cdot \sqrt{(a_{шпр.} - 20 - \Delta/2)^2 + (h + 60 - 55 + f_1)^2} = 6740 + 2 \cdot \sqrt{(2480 - 20 - 5,88/2)^2 + (890 + 60 - 55 + 13,59)^2} = 11979,34 \text{ мм}. \quad (\text{П.5.40})$$

Смещение Δ анкерующих устройств от действия нагрузок, приложенных после усиления, определяется по формуле

$$\Delta = y_{B,yc.} \cdot 2 \cdot \alpha_y = 493,5 \cdot 2 \cdot 5,96 \cdot 10^{-3} = 5,88 \text{ мм}. \quad (\text{П.5.41})$$

Угол поворота торцевого сечения балки α_y , определяемый по формуле

$$\alpha_y = \frac{\Delta M \cdot l_o}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{l_o}{3} \left[\frac{1}{r} \right]_l = \frac{11700}{3} \cdot 1,528 \cdot 10^{-6} = 5,96 \cdot 10^{-3}. \quad (\text{П.5.42})$$

Прогиб f_1 усиленной балки от действия момента ΔM на расстояние $a_{шпр.}$ от опоры определяем по формуле

$$f_1 = \frac{\Delta M \cdot l_o^2}{3 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{a_{шпр.}}{l_o} \left(1 - 2 \frac{a_{шпр.}^2}{l_o^2} + \frac{a_{шпр.}^3}{l_o^3} \right) = \frac{l_o \cdot a_{шпр.}}{3} \left[\frac{1}{r} \right]_l \left(1 - 2 \frac{a_{шпр.}^2}{l_o^2} + \frac{a_{шпр.}^3}{l_o^3} \right) = \frac{11700 \cdot 2480}{3} \cdot 1,528 \cdot 10^{-6} \left(1 - 2 \frac{2480^2}{11700^2} + \frac{2480^3}{11700^3} \right) = 13,59 \text{ мм}. \quad (\text{П.5.43})$$

В формулах (П.5.42, П.5.43) кривизну $\left[\frac{1}{r} \right]_l$ усиленной балки определяем по

[50, п. 7.3.9] с учетом стали шпренгеля, но без учета усилий обжатия от преднапряженной арматуры A_{sp} и шпренгеля A_{ss} как для изгибаемого элемента.

Поскольку момент ΔM образуется от временной (снеговой) нагрузки, 50% которой относится к длительно действующей нагрузке, кривизну в этом случае определяем по формуле

$$\left[\frac{1}{r} \right]_l = \frac{0,5 \cdot \Delta M}{D_v} + \frac{0,5 \cdot \Delta M}{D_L} = \frac{0,5 \cdot 246,5 \cdot 10^6}{190193 \cdot 10^9} + \frac{0,5 \cdot 246,5 \cdot 10^6}{140034 \cdot 10^9} = 1,528 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}. \quad (\text{П.5.44})$$

Жесткость D усиленной балки определяем по [50, п. 7.3.13, формула 7.46] в зависимости от продолжительности действия нагрузки по формулам (П.5.45, П.5.46):

– для непродолжительного действия кратковременной нагрузки – $0,5 \cdot \Delta M$

$$D = E_{s,red} A_{s,red} z(h_{o,yc.} - x_m) = 200000 \cdot 3106,5 \cdot 691,8(864,8 - 422,3) = 190193 \cdot 10^9 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2 = 190193 \text{ кН} \cdot \text{м}^2, \quad (\text{П.5.45})$$

– для продолжительного действия длительной нагрузки – $0,5 \cdot \Delta M$

$$D = E_{s,red} A_{s,red} z(h_{o,yc.} - x_m) = 200000 \cdot 3106,5 \cdot 691,8(864,8 - 539) = 140034 \cdot 10^9 \text{ Н} \cdot \text{мм}^2 = 140034 \text{ кН} \cdot \text{м}^2, \quad (\text{П.5.46})$$

В формулах (П.5.45, П.5.46):

z – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне. Для элементов двутаврового поперечного сечения значение z допускается принимать равным $0,8h_{o,yc.}$

$$Z = 0,8 h_{o,yc} = 0,8 \cdot 864,8 = 691,8 \text{ мм} \quad (\text{П.5.47})$$

Среднюю высоту сжатой зоны x_m для двутавровых сечений определяем по [50, п. 7.3.12, формула 7.43]:

$$x_m = h_{o,yc} \cdot \left[\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f)^2 + 2 \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{a'}{h_{o,yc}} + \mu'_f \frac{h'_f}{2h_{o,yc}} \right)} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f) \right] \quad (\text{П.5.48})$$

В зависимости от продолжительности действия нагрузки x_m равно:

– для непродолжительного действия нагрузки

$$x_m = 864,8 \left[\sqrt{(0,0449 \cdot 15,4 + 0,00283 \cdot 15,4 + 0,578)^2 + 2 \left(0,0449 \cdot 15,4 + 0,00283 \cdot 15,4 \frac{40}{864,8} + 0,578 \frac{200}{2 \cdot 864,8} \right)} - (0,0449 \cdot 15,4 + 0,00283 \cdot 15,4 + 0,578) \right] = 422,3 \text{ мм},$$

– для продолжительного действия нагрузки

$$x_m = 864,8 \left[\sqrt{(0,0449 \cdot 31,9 + 0,00283 \cdot 31,9 + 0,578)^2 + 2 \left(0,0449 \cdot 31,9 + 0,00283 \cdot 31,9 \frac{40}{864,8} + 0,578 \frac{200}{2 \cdot 864,8} \right)} - (0,0449 \cdot 31,9 + 0,00283 \cdot 31,9 + 0,578) \right] = 539 \text{ мм},$$

$$\text{В формуле (П.5.48)} \quad \mu'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_{o,yc}} = \frac{(280 - 80)200}{80 \cdot 864,8} = 0,578; \quad (\text{П.5.49})$$

μ_s – коэффициент армирования сечения растянутой арматурой, определяемый по формуле

$$\mu_s = \frac{A_{s,red}}{bh_{o,yc}} = \frac{3106,5}{80 \cdot 864,8} = 0,0449; \quad (\text{П.5.50})$$

μ'_s – коэффициент армирования сечения сжатой арматурой, определяемый по формуле

$$\mu'_s = \frac{A'_s}{bh_{o,yc}} = \frac{196}{80 \cdot 864,8} = 0,00283. \quad (\text{П.5.51})$$

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону α_{s1}, α_{s2} принимаем равными: для сжатой арматуры – $\alpha_{s1} = E_s / E_{b,red}$, для растянутой арматуры – $\alpha_{s2} = E_s / \psi_s E_{b,red}$, где коэффициент ψ_s , учитывающий влияние работы растянутого бетона между трещинами, принимаем равным 1,0, так как балка до усиления имела трещины и часть учитываемой в расчете арматуры (шпренгель) не имеет сцепления с бетоном.

Приведенный модуль деформации сжатого бетона $E_{b,red}$ определяем по [50, п. 7.3.14, и формула 5.9], при соответствующей продолжительности действия нагрузки по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_b \cdot \gamma_{bl}}{\varepsilon_{bl,red}}, \quad (\text{П.5.52})$$

где $\varepsilon_{bl,red}$ – значение относительных деформаций бетона определено:

– для непродолжительного действия нагрузки $\varepsilon_{bl,red} = 0,0015$, [50, п. 5.1.19], $\gamma_{bl} = 1,0$;

– для продолжительного действия нагрузки $\varepsilon_{bl,red} = 0,0028$, [50, табл. 5.6], $\gamma_{bl} = 0,9$.

В формулу (П.5.52) вводим расчетное сопротивление бетона сжатию, так как получаемый прогиб используется не для проверки по второй группе предельных состояний, а для определения усилия N_I , т.е. для расчета по первой группе предельных состояний.

Следовательно, коэффициенты α_{s1}, α_{s2} равны:

- для непродолжительного действия нагрузки $\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = E_s/E_{b,red} = 2000000,0015/19,5 = 15,4$;
- для продолжительного действия нагрузки $\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = E_s/E_{b,red} = 2000000,0028/(19,5 \cdot 0,9) = 31,9$.

Если средняя высота сжатой зоны, определенная по формуле (П.5.48) $x_m \leq h_f$, то расчет производится как для прямоугольного сечения с $\mu' f = 0$.

Определяем величину предварительного напряжения σ_{ssp} (с учетом потерь), которое необходимо создать в ветвях шпренгеля при проведении работ по усилению.

Напряжение в ветвях шпренгеля от усилия N_I равно

$$\sigma_I = N_I / A_{ss} = 79 \cdot 10^3 / 1232 = 64,1 \text{ МПа}. \quad (\text{П.5.53})$$

$$\sigma_{ssp} = m_o \cdot R_{ss} - \sigma_I = 0,8 \cdot 435 - 64,1 = 283,9 \text{ МПа}. \quad (\text{П.5.54})$$

Преднапряжение σ_{ssp} без учета потерь равно – $\sigma_{ssp} = \sigma_{ssp} / m_o = 283,9 / 0,8 = 354,9 \text{ МПа}$.

В случае создания предварительного напряжения в затяжке с помощью сближения ветвей шпренгеля (рис. П.5.4, а, б) необходимо определить величину сближения по формуле

$$\sigma_{ssp} = E_{ss} (i^2 + l - l). \quad (\text{П.5.55})$$

Отсюда, имея в виду, что $i = tg \varphi = 2 \cdot c / b_{шпр.}$, определим величину c :

$$c = b_{шпр.} \cdot \left(\frac{\sigma_{ssp}}{E_{ss}} + l \right)^2 - l = 6740 \cdot \left(\frac{354,9}{200000} + l \right)^2 - l = 200,9 \text{ мм} \approx 201 \text{ мм}. \quad (\text{П.5.56})$$

Для полученного значения c расстояние между ветвями шпренгеля перед их сближением d_{min} должно быть равным $d_{min} = 2 \cdot c + d_{ss} = 2 \cdot 201 + 28 = 430 \text{ мм}$.

Следовательно, расстояние от оси ветви до боковой грани нижнего пояса балки должно быть не менее $(430 - 280)/2 = 75 \text{ мм}$. Принимаем $d = 450 \text{ мм}$, учитывая, что надо ликвидировать провисание ветвей и их непрямолинейность. Если такое расстояние обеспечить нельзя, то для создания предварительного напряжения используют два стягивающих устройства, располагаемых в четвертях горизонтального участка шпренгеля. В этом случае в середине пролета между ветвями шпренгеля устанавливают распорку необходимой длины из арматурной стали диаметром 40 мм или из профильного металла (уголки, швеллер). Стягивание ветвей производят одновременно в двух точках. Тогда величину сближения ветвей шпренгеля определяют по формуле (П.5.56), имея в виду, что величина i определяется по формуле – $i = tg \varphi = 4 \cdot c / b_{шпр.}$.

Для облегчения работы по сближению ветвей шпренгеля необходимо нагреть ветви на длине $b_{шпр.}$ до температуры $t = 100 \dots 120^\circ \text{C}$ при помощи сварочного трансформатора. Силу тока подбирать с учетом длины нагрева двух стержней диаметром $d_{ss} = 28 \text{ мм}$ и требуемой температуры. Пример расчета этого способа приведен в прил. 2, п. 4. Нагревание стержней также можно осуществлять газом или паяльной лампой.

Кроме метода стягивания ветвей шпренгеля предварительное напряжение можно осуществлять оттягиванием ветвей от нижнего пояса на требуемую величину или при помощи стяжных муфт (см. рис. 4.10), которые располагаются в середине пролета балки и имеют

правую и левую резьбу. При применении стяжных муфт необходимо ветви шпренгеля разрезать на две части и наварить стержни большего диаметра с резьбой на их концах.

7. Расчет анкерных закреплений шпренгеля

Рассчитаем сварные швы № 1 (рис. П.5.4, б), крепящие ветви шпренгеля к опорным анкерным устройствам.

Определим усилие N_w , действующее в сварных швах одной ветви с учетом возможного неравного распределения усилия между ветвями, по формуле

$$N_w = N / (2 \cdot \cos \alpha \cdot 0,85) = 428,7 / (2 \cdot 0,94 \cdot 0,85) = 268,3 \text{ кН.}$$

Присоединение ветвей шпренгеля к стальной пластине опорного анкера осуществляется при помощи сварки электродами Э42А. Катет шва назначаем согласно [52, п. 15.1.7; 8, п. 12.8]. Назначаем $k_f = 10 \text{ мм}$. Расчетное сопротивление металла шва $R_w = 180 \text{ МПа}$ [52].

Определим минимальную длину шва № 1 (рис. П.5.4) по формуле

$$l_w = \frac{0,5 \cdot N_w}{\beta_w \cdot k_f \cdot R_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{0,5 \cdot 268300}{0,7 \cdot 10 \cdot 180 \cdot 1,0 \cdot 1,0} + 10 \text{ мм} = 116,5 \text{ мм, принимаем } l_w = 120 \text{ мм.}$$

Рассчитаем стыковые сварные швы № 2 (рис. П.5.4, б), крепящие боковые листы к упорной плите анкерного устройства. Принимаем для изготовления опорных анкеров сталь класса С245 с расчетным сопротивлением стали $R_y = 240 \text{ МПа}$ [52]. Тогда расчетное сопротивление стыкового шва $R_{wy} = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа}$. Толщину пластин принимаем равной $\delta = 20 \text{ мм}$.

Определим минимальную длину шва № 2 (см. рис. П.5.4, б) по формуле

$$l_w = \frac{0,5 \cdot N}{0,85 \cdot \delta \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot \delta = \frac{0,5 \cdot 428700}{0,85 \cdot 20 \cdot 204 \cdot 0,9} + 2 \cdot 20 \text{ мм} = 108,7 \text{ мм, принимаем } l_w = 110 \text{ мм.}$$

Проверим прочность упорной пластины (рис. П.5.4, б, поз. 4) с размерами $350 \times 110 \times 20 \text{ мм}$. Рассматриваем пластину как однопролетную балку, защемленную на опорах, с пролетом $l = 280 \text{ мм}$ и равномерно распределенной нагрузкой $q = N/l = 428700/280 = 1531 \text{ Н/мм}$. Изгибающий момент в упорной плите равен $M = q l^2 / 12 = 1531 \cdot 280^2 / 12 = 10 \text{ кНм}$. Требуемый момент сопротивления упорной пластины равен

$$W_{mp.} = M / R_y \gamma_c = 10 \cdot 10^6 / (240 \cdot 0,95) \approx 43860 \text{ мм}^3.$$

Для получения требуемого момента сопротивления навариваем на упорную пластину два ребра жесткости с размерами $350 \times 60 \times 20 \text{ мм}$ (рис. П.5.4, поз. 6). Тогда момент сопротивления пластины с учетом ребер равен

$$W = I / y_n = 2,63 \cdot 10^6 / 49,1 \approx 53564 \text{ мм}^3 > W_{mp.},$$

где $y_n = S/A = 49,1 \text{ мм}$; $A = 110 \cdot 20 + 2 \cdot 60 \cdot 20 = 4600 \text{ мм}^2$, $S = 110 \cdot 20 \cdot 70 + 2 \cdot 60 \cdot 20 \cdot 30 = 226000 \text{ мм}^3$;

$$I = 110 \cdot 20^3 / 12 + 110 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 9^2 + 2 \cdot 60 \cdot 20^3 / 12 + 2 \cdot 60 \cdot 20 \cdot 19 \cdot 1^2 = 2,63 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Проверяем стенку упорного элемента, расположенную между ребрами жесткости, как балку с пролетом $l = 40 \text{ мм}$, загруженную равномерно распределенной нагрузкой на 1 мм длины стенки - $q = 1 \text{ мм} \cdot N / (110 \cdot 280) = 1 \cdot 428700 / (110 \cdot 280) = 13,92 \text{ Н / мм}$.

Изгибающий момент $M = q \cdot l^2 / 8 = 13,92 \cdot 40^2 / 8 = 2784 \text{ Н} \cdot \text{мм}$. Момент сопротивления сечения участка стенки шириной 1 мм и толщиной листа $\delta = 20 \text{ мм}$ $W_{cm.} = 1 \cdot 20^2 / 6 = 66,7 \text{ мм}^3$.

Напряжение в упорной плите, укрепленной ребрами жесткости,

$$M / W = 2784 / 66,7 = 41,7 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 228 \text{ МПа}$$

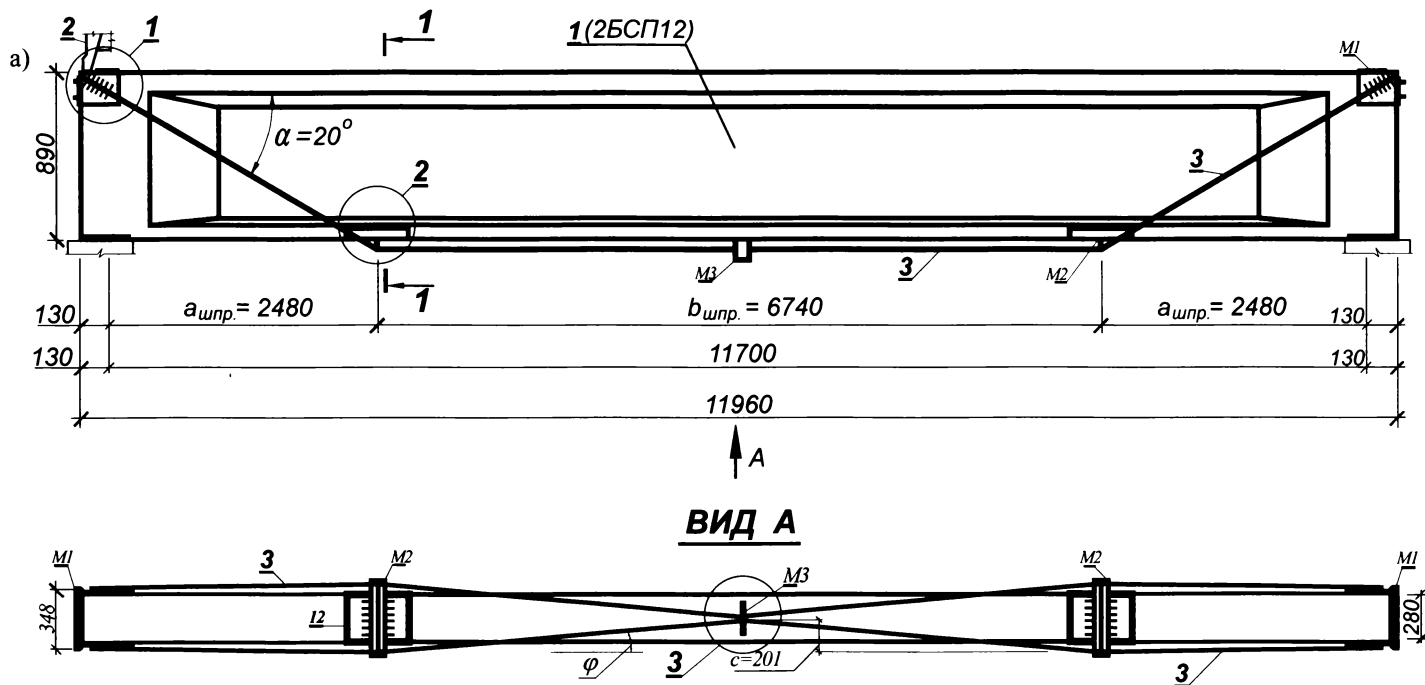


Рис. П.5.4, а. Конструкция усиления стропильной балки покрытия шпренгельными предварительно напряженными затяжками:

1 – усиливаемая балка 2БСП12; 2 – плита покрытия 2ПГ; 3 – шпренгельные преднапряженные затяжки из стержневой арматурной стали класса А500С, диаметром 28 мм; М1 – опорный анкер шпренгеля (поз. 4...7); М2 – распорное устройство (поз. 8, 9, 12); М3 – стяжной хомут (поз. 10, 11, 13); 4 – упорная плита (см. рис. П.5.4, б); 5 – боковая пластина; 6 – ребра жесткости; 7 – пластина $\delta = 20$ мм (см. рис. П.5.4, б); 8 – опорная распорка (см. рис. П.5.4, б); 9 – ребро жесткости распорки; 10 – ветви хомута (М3), диаметром 24 мм; 11 – планка хомута, $\delta = 20$ мм; 12 – швеллер № 30 длиной 150 мм, устанавливаемый на смазку из солидола; 13 – гайки стяжного хомута

213



Рассчитаем отгибающийся элемент (рис. П.5.4, б, поз. 8, 9), устанавливаемый в месте перегиба ветвей шпренгеля как двухконсольную балку пролетом $l = 300$ мм и вылетом консолей $a = (450 - 300)/2 = 75$ мм. Сосредоточенные силы на концах консолей равны $P = V/2 = 156/2 = 78$ кН. Изгибающий момент равен $M = Pa = 78 \cdot 0,075 = 5,85$ кН·м. Требуемый момент сопротивления элемента таврового сечения равен $W_{mp} = M/R_y; \gamma_c = 5,85 \cdot 10^6 / (240 \cdot 0,95) \approx 23160$ мм³.

Для получения требуемого момента сопротивления принимаем пластину размером 540х100х20 (поз. 8) и навариваем на нее ребро с размерами 540х60х20 мм (поз. 9).

Тогда момент сопротивления пластины с учетом ребра равен

$$W = I/y = 1,627 \cdot 10^6 / 55 \approx 29575 \text{ мм}^3 > W_{mp},$$

где $y = S/A = 55$ мм; $A = 100 \cdot 20 + 20 \cdot 60 = 3200$ мм², $S = 100 \cdot 20 \cdot 70 + 20 \cdot 60 \cdot 30 = 176000$ мм³; $I = 100 \cdot 20^3 / 12 + 100 \cdot 20 \cdot 15^2 + 20 \cdot 60^3 / 12 + 20 \cdot 60 \cdot 25^2 = 1,627 \cdot 10^6$ мм⁴.

Для восприятия и передачи вертикальной составляющей усилия на наклонных участках шпренгеля в анкере (рис. П.5.4, М1) можно усилить элемент анкера (поз. 7) дополнительными ребрами жесткости по аналогии с упорной пластиной (поз. 4, 6).

8. Порядок производства работ по усилению балки шпренгельной затяжкой

1. Усиление балки проводится при отсутствии временной нагрузки (снег).

2. Перед проведением работ по усилению подготавливаются ветви шпренгеля (рис. П.5.4, б, поз. 3) необходимой длины ($l_{шпр.} = 12232$ мм), выпрямляют стержни и изгибают их в отмеченных точках, при этом диаметр оправки для ветвей $d_{оп.} \geq 8d_{шпр.}$. Изготавливают детали анкерных устройств М1 и распорных устройств М2 (рис. П.5.4, б, поз. 4...9), очищают поверхность балки в местах их установки от грязи, разрушившегося бетона. Восстанавливают защитный слой и выравнивают поверхность.

3. Проводится сварка опорных анкеров без одной боковой пластины (поз. 5). К подготовленному анкеру приваривают одну шпренгельную ветвь (рис. П.5.4, поз. 3). К оставшимся боковым пластинам приваривают вторую ветвь шпренгеля. Сварку арматуры шпренгеля проводить согласно требованиям ГОСТ 14098-91 и ГОСТ 10922-90.

4. Подготовленный анкер с ветвью заводят на балку, предварительно уложив под элементы анкера полимерцементный раствор.

5. Притягивают установленный анкер струбцинами к балке и присоединяют сваркой боковые пластины (поз. 5) со второй ветвью.

6. Заводят подготовленные ранее и сваренные друг с другом стальные элементы распорных устройств М2 (рис. П.5.4, поз. 8, 9), которые располагают в местах изгиба шпренгеля. Между поверхностью балки и распорного устройства М2 наносят смазку из солидола.

7. Устанавливают стяжные хомуты М3 (рис. П.5.4, а, б, поз. 10, 11, 13) на ветви и проводят стягивание ветвей на необходимую величину $s = 201$ мм, предварительно ликвидировав провисание ветвей. Для облегчения стягивания ветви шпренгеля необходимо нагреть до $T \approx 200...300$ °С.

8. Контроль за созданием предварительного напряжения $\sigma_{pr} = 354,9$ МПа осуществляется индикаторами часового типа, устанавливаемыми на наклонных участках с базой 200...400 мм, тогда абсолютное удлинение ветви составит 0,355...0,71 мм.

9. Проводится антикоррозионная защита балки и стальных элементов шпренгеля выбранными в соответствии с условиями эксплуатации составами по [5, 18].

Спецификация на БС1 (КУ-1)

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч. (масса всего, кг)
		Сборочные единицы			
		Анкер М1	2	26,6	53,2
		Распорка М2	2	14,8	29,6
		Стяжка М3	1	5,3	5,3
		Детали			
3		Ø28 А500С ГОСТ 5781-82*, $l = 12232$	2	59,1	118,2
12		Швеллер №30 ГОСТ 8240-72*, $l = 150$	2	4,77	9,54
13		Гайка М 24 по ГОСТ 5915-70*	2	0,08	0,16

9. Второй вариант выполнения шпренгельной затяжки

Выполним расчет второго варианта выполнения шпренгельной затяжки, отличающийся от первого варианта конструкцией и расположением точки анкеровки преднатяженных ветвей шпренгеля на опоре балки. Во втором варианте ветви крепятся к балке по оси опоры согласно рис. П.5.5, а. Все исходные данные принимаем по п. 1...4. Расчет проводим по формулам п. 5.

Принимаем минимальный угол наклона шпренгеля $\alpha = 15^\circ$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,268$. Расстояние от нижней грани балки до оси ветвей шпренгеля принимаем 150 мм (рис. П.5.5, б). Положение нейтральной оси сечения балки: $y_H = 410$ мм; $y_B = 480$ мм. Расстояние от центра тяжести балки до точки приложения продольной силы N от шпренгеля на торце балки равно принимаем $y_{шпр.} = 105$ мм. При назначении $y_{шпр.}$ нужно следить за тем, чтобы отверстие под опорный анкер не попадало на поперечную арматуру, что можно выяснить по схеме армирования балки или при помощи прибора ПОЙСК-2.2 или аналогичных ему. Расстояние от оси опирания балки до точки изгиба шпренгеля равно $a_{шпр.} = (y_H + 150 + 105) / \operatorname{tg} \alpha = 2481$ мм, длина горизонтального участка шпренгеля равна $b_{шпр.} = l_o - 2 a_{шпр.} = 6738$ мм.

Принимаем ветви шпренгеля из 2Ø22 А500С с $A_{ss} = 760$ мм². Тогда действующие на балку усилия от шпренгеля, определяемые по формулам (П.5.20, П.5.14...П.5.16), равны

$$N = m_o \cdot R_{ss} \cdot A_{ss} = 0,8 \cdot 435 \cdot 760 = 264,48 \cdot 10^3 \text{ Н} = 264,5 \text{ кН};$$

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \alpha = 264,5 \cdot 0,268 = 70,9 \text{ кН}; \quad M_o = N \cdot y_{шпр.} = 264,5 \cdot 0,105 = 27,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_u = M_{\max} + M_o - V \cdot a_{шпр.} = 902,5 + 27,8 - 70,9 \cdot 2,481 = 754,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{u,l} = M_l + M_o - V \cdot a_{шпр.} = 779,3 + 27,8 - 70,9 \cdot 2,481 = 631,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проводим расчет балки на действие изгибающего момента M_u и продольной силы N как внецентренно сжатого элемента согласно [49, 50, 51, 14] и формулам (П.5.24...П.5.33).

$$\text{Эксцентриситет } e_o = M_u / N = 754,4 / 264,5 = 2,852 \text{ м}.$$

Условную критическую силу N_{cr} рассчитываем по формулам (П.5.24...П.5.29).

$$M_l = M_u + N \cdot (h_o - y_B) = 754,4 + 264,5(0,817 - 0,480) = 843,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{ll} = M_{u,l} + N \cdot (h_o - y_B) = 631,2 + 264,5(0,817 - 0,480) = 720,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{l,l}}{M_l} = 1 + 1,0 \frac{720,3}{843,5} = 1,854, \quad \delta_e = e_o / h = 3,204 \geq \delta_{e,min} = 0,19$$

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_o}{h} = 15,87,$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_o^2} \left[I_b \left(\frac{0,11}{\varphi_l} + 0,1 \right) + I_{s,red} \right] = 8168 \text{ кН},$$

Коэффициент η , учитывающий влияние прогиба на значение эксцентриситета продольной силы N , равен (формула П.5.19) $\eta = 1,0335$.

Эксцентриситет приложения продольной силы N относительно наиболее растянутого ряда арматуры равен $e = e_o \cdot \eta + h_o - y_B = 2,852 \cdot 1,0335 + 0,817 - 0,480 = 3,285 \text{ м}$.

Определяем положение границы сжатой зоны, проверяя условие

$$N \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f - R_s \cdot A_{sp}.$$

$$264,5 \cdot 10^3 \leq 348 \cdot 196 + 19,5 \cdot 280 \cdot 200 - 480 \cdot 1990; \quad 264,5 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq 205 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

следовательно, граница проходит в стенке балки. Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{N - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f - R_{sc} \cdot A'_s + R_s \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b} =$$

$$= \frac{264,5 \cdot 10^3 - 19,5(280 - 80)200 - 348 \cdot 196 + 480 \cdot 1990}{19,5 \cdot 80} = 238 \text{ мм}.$$

Значения $\xi = x/h_o = 0,291$, что меньше $\xi_R = 0,427$, следовательно, расчет сечения стропильной балки проводим из условия (формула П.5.32)

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x(h_o - 0,5 \cdot x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - 0,5 \cdot h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s(h_o - a');$$

$$264,5 \cdot 3,285 = 868,9 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 19,5 \cdot 80 \cdot 238(817 - 0,5 \cdot 238) + 19,5(280 - 80)200(817 - 0,5 \cdot 200) +$$

$$+ 348 \cdot 196(817 - 40) = 871,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, условие прочности (П.5.32) выполняется, сечение шпренгельной затяжки подобрано верно.

Применение второго способа анкерной стержней и приближение точки приложения силы N к центру тяжести сечения усиленной балки позволило уменьшить диаметр шпренгельных стержней с 28 мм до 22 мм.

Определение величины создаваемого предварительного напряжения в ветвях шпренгельной затяжки проводим аналогично порядку, изложенному в п. 6, с учетом изменений, внесенных в данный пункт.

Прежде чем рассчитать стальные элементы анкерных и отгибающих устройств (рис. П.5.5, а, б) необходимо выполнить расчет на местное смятие бетона в точке анкерной ветви шпренгеля и определить минимальный диаметр цилиндрического упора (рис. П.5.5, поз. 4).

Расчет бетона балки на местное сжатие в месте установки цилиндрического упора производят согласно [50, формула (6.90)]. Косвенную арматуру в расчете не учитываем. Минимальный диаметр цилиндрического упора определяем по формуле (П.5.56)

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{b,loc};$$

$$d_{yn.} \geq N / (\psi R_{b,loc} 280);$$

$$d_{yn.} \geq 264500 / (0,75 \cdot 17,6 \cdot 280) = 71,6 \text{ мм},$$
(П.5.56)

где $N = 264,5 \text{ кН}$ – местная сжимающая сила от ветвей шпренгеля;

$A_{b,loc} = 280 \cdot d_{yn.}$ – площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия). Здесь

280 мм – ширина балки на опоре, $d_{yn.}$ – диаметр цилиндрического упора;

$R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы;

$\psi = 0,75$ – коэффициент, принимаемый при неравномерном распределении местной нагрузки по площади смятия. При равномерном распределении принимаемый равным $1,0$.

Значение $R_{b,loc}$ определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b \gamma_{bl} = 1 \cdot 19,5 \cdot 0,9 = 17,6 \text{ МПа};$$
(П.5.57)

где φ_b – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_b = 0,8 \frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}, \text{ но принимаемый не более } 2,5 \text{ и не менее } 1,0.$$
(П.5.58)

В формуле (П.5.58) $A_{b,max}$ – максимальная расчетная площадь, которая в данном случае принимается равной $A_{b,loc}$, следовательно, принимаем $\varphi_b = 1,0$.

В формуле (П.5.57) R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{bl} = 0,9$, так как усилие N является длительно действующей нагрузкой (действует весь срок эксплуатации балки).

Принимаем диаметр цилиндрического упора $d_{yn.} = 100 \text{ мм}$.

Рассчитаем цилиндрический упор (рис. П.5.5, поз. 4), устанавливаемый в месте анкеровки ветвей шпренгеля. На обоих концах упора устраивают в одной плоскости площадки для размещения на них анкеров и отверстия, диаметром 25 мм для пропуска ветвей шпренгеля. Упор рассчитываем как двухконсольную балку пролетом $l = 280 \text{ мм}$ и вылетом консолей $a = 75 \text{ мм}$. Сосредоточенные силы на концах консолей равны $P = N/2 = 264,5 \text{ кН}/2 = 132,3 \text{ кН}$. Изгибающий момент равен $M = Pa = 132,3 \cdot 0,075 = 9,92 \text{ кН·м}$. Принимаем для изготовления стальных элементов сталь класса $C245$ с расчетным сопротивлением стали $R_y = 240 \text{ МПа}$ [52].

Требуемый момент сопротивления цилиндрического упора равен $W_{mp.} = M/R_y \gamma_c = 9,92 \cdot 10^6 / (240 \cdot 0,95) \approx 43520 \text{ мм}^3$. Момент сопротивления для цилиндра срезанного с одной стороны на высоту $h = 25 \text{ мм}$, равен

$$W_x = 0,607 W_0 = 0,607 \pi d_{yn}^3 / 32 = 59560 \text{ мм}^3,$$

где коэффициент $0,607$ принят для отношения $h/d_{yn.} = 0,25$. Для отношения $h/d_{yn.} = 0,1; 0,15; 0,20$ коэффициент соответственно равен $0,871; 0,779; 0,694$.

Следовательно, упор удовлетворяет требованиям норм по прочности.

Расчет отгибавших устройств (рис. П.5.5. б) проводится аналогично расчету, изложенному в п. 7 с учетом конструктивных особенностей данного устройства.

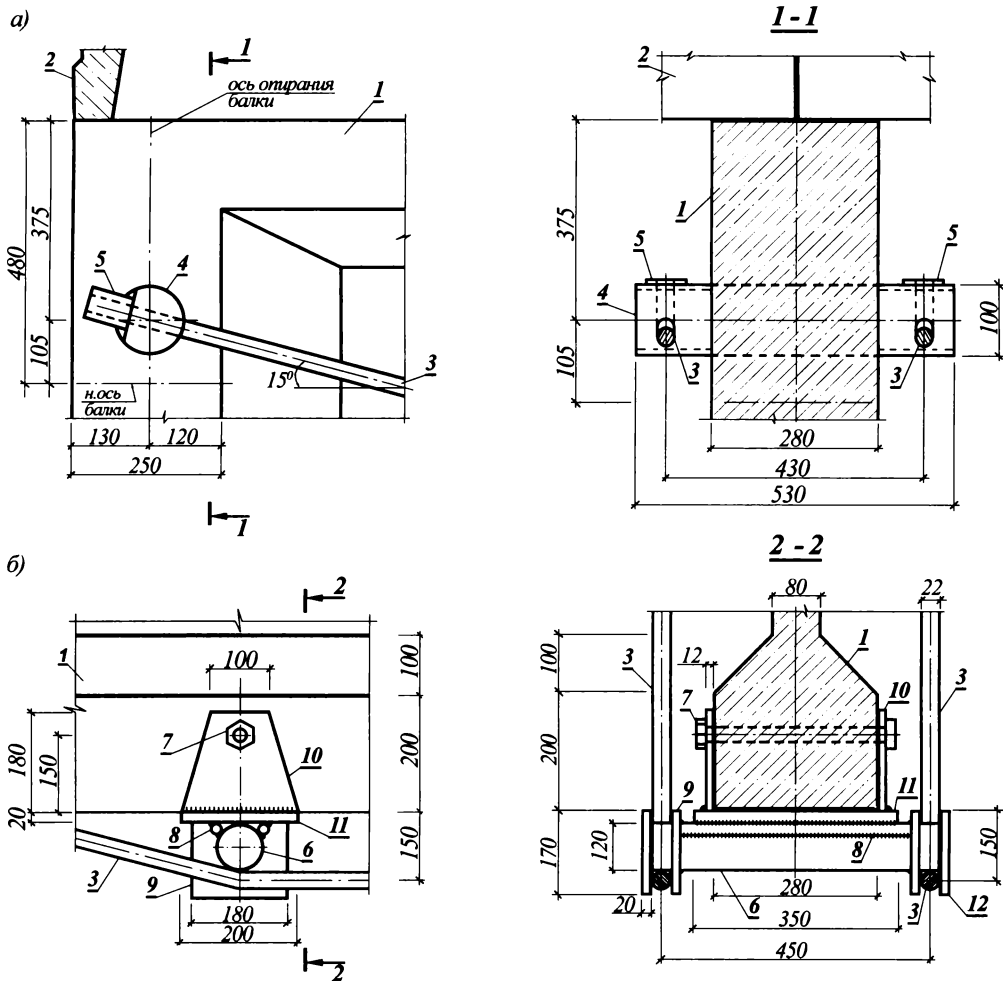


Рис. П.5.5. Конструкция анкерного цилиндрического упора (а) и отгибющего устройства (б) для усиления балки шпренгельными преднапряженными затяжками:

1 – усиливаемая балка 2БСП12; 2 – плита покрытия 2ПГ; 3 – шпренгельные преднапряженные затяжки из стержневой арматурной стали класса А500С, диаметром 22 мм; 4 – цилиндрический упор диаметром 100 мм; 5 – обжимная муфта; 6 – отгибющий элемент диаметром 120 мм; 7 – болт диаметром 22 мм; 8 – стержни диаметром 16 мм; 9 – пластина $\delta = 20$ мм; 10 – пластина $\delta = 12$ мм; 11 – пластина $\delta = 20$ мм; 12 – пластина $\delta = 20$ мм

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ РЕБРИСТОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ РАЗГРУЖАЮЩИМИ УПРУГООПОРНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

1. Задание на проектирование

После проведения детального обследования, выявления дефектов и повреждений железобетонных ребристых плит покрытия, а также в связи с изменением снеговой нагрузки на покрытие [4] необходимо выполнить оценку их несущей способности согласно требованиям норм [14, 49, 50] и сделать вывод о техническом состоянии плит и необходимости их усиления.

2. Результаты обследования плит

Плиты эксплуатируются в покрытии отапливаемого здания. Среда эксплуатации конструкций – слабоагрессивная. Уровень ответственности здания – II (нормальный), коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания, $\gamma_n = 0,95$ [4]. Влажность воздуха окружающей среды – 70%.

а. Геометрия плит

В результате проведенного обследования выявлены опалубочные размеры плит (рис. П.6.1). Высота плит $h = 300$ мм, ширина верхней полки $b_f = 1460$ мм, толщина $h_f = 30$ мм, толщина ребер по низу – 65 мм. Длина плиты $l = 5970$ мм, расчетный пролет плиты $l_0 = 5850$ мм. По геометрическим характеристикам плиты были выполнены по серии ПК-01-106 (прил. 12, п. III).

б. Материалы (армирование и бетон)

Армирование плит было определено по результатам вскрытия арматуры в местах образовавшихся продольных трещин, идущих вдоль рабочей арматуры. В результате выяснено, что армирование плит рабочей арматурой выполнено из горячекатаной стержневой арматурной стали периодического профиля класса А300 (А-II). По величине эксплуатационных нагрузок и результатов вскрытия была определена марка плит по прил. 12 – ПКЖ-3, марка бетона в плитах М200 (по серии ПК-01-106). Армирование плит выполнено:

- рабочая арматура в продольных ребрах – 2 Ø18 А300 (А-II) с $A_s = 509 \text{ мм}^2$;
- армирование сжатой зоны – каркасы КР-3 в продольных ребрах 2 Ø6 А240 (А-I) с $A'_s = 57 \text{ мм}^2$, сетка С1 в полке плиты – Ø4 В-I с шагом в обоих направлениях $S = 200 \text{ мм}$.

В плитах, в середине пролета, выявлено полное разрушение защитного слоя в продольных и частично в поперечных ребрах плит, оголение и коррозия рабочей арматуры. Величина коррозии достигает величины – 0,6 мм по диаметру рабочей арматуры, т.е. в среднем диаметр рабочей арматуры с учетом коррозионных повреждений равнялся $d_s = 17,4$ мм. Следовательно, фактическое армирование плит на момент проведения обследования составляет:

- рабочая арматура в продольных ребрах плит – 2 Ø17,4 А300 (А-II) с $A_s = 475 \text{ мм}^2$;
- армирование сжатой зоны: для продольных ребер - 2 Ø6 А240 (А-I) с $A'_s = 57 \text{ мм}^2 + 8 \text{ Ø4 В-I с } A'_s = 101 \text{ мм}^2$, всего $A'_s = 158 \text{ мм}^2$.

Класс бетона плит, определенный двумя неразрушаемыми методами – ударно-импульсным (прибор ОНИКС 2.5) и пластической деформации (молоток Кашкарова), – В 15.

в. Нагрузки

Нагрузки, приведенные в прил. 12 для ПКЖ-3, составляют:

- расчетная нагрузка от собственного веса плиты с учетом заливки швов $g_{пл} = 1,88 \text{ кН/м}^2$.

Нагрузки, определенные по результатам обмеров и вскрытия, приведены в табл. П.6.1. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимаем по [4].

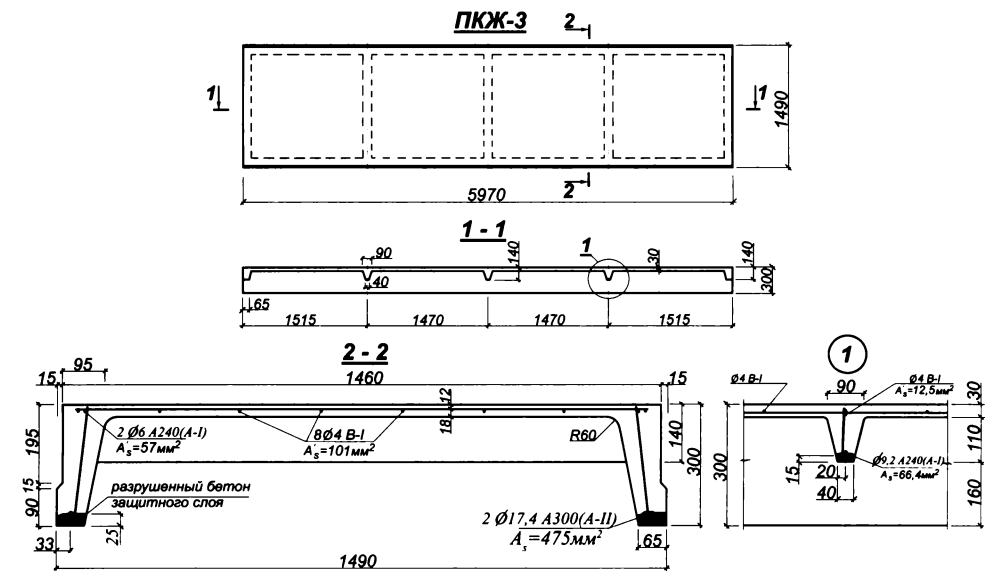


Рис. П.6.1. Результаты обмеров и определения армирования плит ПКЖ-3

Таблица П.6.1

Определение нагрузок на плиту покрытия ПКЖ-3, кН/м²			
Наименование нагрузки	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
1. Постоянные нагрузки:			
1.1. Нагрузка от конструктивных слоев кровли с учетом новых слоев после ремонта	0,50	1,3	0,65
1.2. Нагрузка от асфальтобетонной стяжки $\delta = 40$ мм, $\gamma_{см} = 20,0$ кН/м³	0,80	1,3	1,04
1.3. Нагрузка от утеплителя (керамзит) $\delta = 180$ мм, $\gamma_{кер} = 6,0$ кН/м³	1,08	1,3	1,40
1.4. Нагрузка от пароизоляции	0,10	1,3	0,13
1.5. Нагрузка от выравнивающего слоя (цементный раствор) $\delta = 30$ мм, $\gamma_p = 20,0$ кН/м³	0,60	1,3	0,78
1.6. Нагрузка от собственного веса ж/б ребристых плит по прил.12, с учетом швов	1,71	1,1	1,88
ИТОГО ПОСТОЯННАЯ g:	4,79	—	5,88
2. Временная S (снеговая): Полная снеговая — S^* Длительно действующая снеговая — S_l^{**}	0,86	—	1,23
	0,43	—	0,62
ВСЕГО: — q (полная):	5,65		7,11
В том числе продолжительного действия — q_l	5,22		6,50

* Определение полной снеговой нагрузки.

Определение снеговой нагрузки с учетом введения в действие новых норм производится по [4, п. 5]. Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_g \cdot \mu \cdot c_e = 1,80 \cdot 1,0 \cdot 0,684 = 1,231 \text{ кН / м}^2, \tag{П.6.1}$$

где $S_g = 1,8 \text{ кН/м}^2$ – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли. Для района строительства г. Воронеж – III снеговой район [4, карта № 1 прил. 5 и табл. 4];

$\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, при уклоне кровли – $\alpha = 5^\circ$ [4, прил. 3, схема 1,б];

c_e – коэффициент, учитывающий снижение снеговой нагрузки, определяемый по [4, п. 5.5*] в зависимости от уклона кровли и скорости ветра за холодный период. Так как уклон кровли равен $i = 8,7\% < 12\%$, коэффициент $c_e = (1,2 - 0,1 \cdot \sqrt{\kappa})(0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot \sqrt{0,80})(0,80 + 0,002 \cdot 54,0) = 0,684$. Для определения коэффициента c_e приняты: коэффициент $\kappa = 0,80$ (высота здания равна 17,5 м) по [4, табл. 6]; скорость ветра в зимний период $v = 5 \text{ м/с}$ [4, карта 2]; ширина здания $b = 54 \text{ м}$.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по [4, п. 5.7].

$$S^H = S \cdot 0,70 = 1,231 \cdot 0,7 = 0,862 \text{ кН/м}^2.$$

**** Определение длительно действующей части снеговой нагрузки.**

Длительно действующую часть снеговой нагрузки S_l определяем по [4, п. 1.7, к] умножением значения снеговой нагрузки на коэффициент 0,5.

3. Расчетные и нормативные характеристики материалов

а. Бетон

Принимаем коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 1,0$ [50, п. 5.1.10, а], так как часть нагрузки является кратковременной (половина снеговой нагрузки).

Таблица П.6.2

Характеристики бетона с учетом γ_{bt} [50, табл. 5.1, 5.2]

Класс бетона	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа		Начальный модуль упругости, $E_b \cdot 10^3$, МПа
	$R_{b,n}$	$R_{bt,n}$	R_b	R_{bt}	
B15	11,0	1,1	8,5	0,75	24,0

б. Арматура

Расчетные сопротивления арматуры определяем согласно [14, п. 6.18], принимая коэффициент надежности по арматуре равным для арматуры класса A240 (A-I), A300 (A-II) $\gamma_s = 1,15$, для B-I $\gamma_s = 1,25$. Тогда расчетные сопротивления арматуры равны $R_s = R_{s,n} / \gamma_s$.

Таблица П.6.3

Нормативные [50, табл. 5.7] и расчетные характеристики арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление $R_{s,n}$, МПа	Расчетное сопротивление, МПа		Модуль упругости $E_s \cdot 10^3$, МПа
		R_s	R_{sc}	
A300 (A-II) ($\varnothing 18 \text{ мм}$)	300	261	261	200
A240 (A-I) ($\varnothing 10 \text{ мм}$)	240	209	209	200

4. Определение усилий в плите

Изгибающие моменты от фактически действующих на плиту покрытия постоянных и временных нагрузок, определенных по результатам обследования (см. табл. П.6.1, рис. П.6.2, с шириной плиты в осях $B = 1,50 \text{ м}$), равны:

- от полных расчетных постоянных и временных нагрузок

$$M_{max} = q \cdot B \gamma_n \cdot l^2 / 8 = 7,11 \cdot 1,50 \cdot 955,85^2 / 8 = 43,34 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (\text{П.6.2})$$

- от расчетных постоянных нагрузок

$$M_g = g \cdot B \gamma_n \cdot l^2 / 8 = 5,88 \cdot 1,50 \cdot 955,85^2 / 8 = 35,84 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (\text{П.6.3})$$

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может воспринять сечение плиты покрытия с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений (не-сущая способность плиты), определяем по [49, п. 9.3; 50, п. 6.2.9...6.2.12]. Расчетное приведенное сечение показано на рис. П.6.2. Расчетное сопротивление арматуры, расположенной в сжатой зоне, принимаем по арматуре класса A240 (A-I).

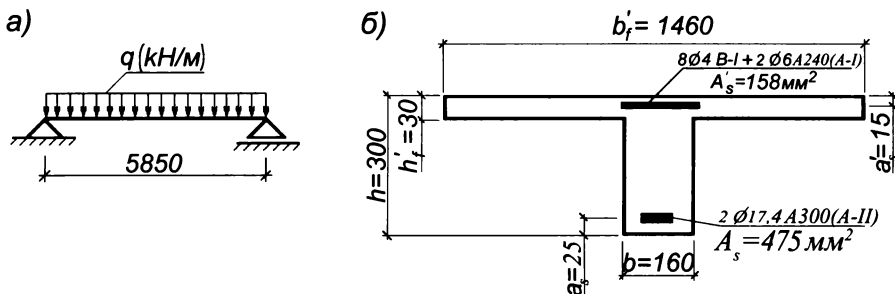


Рис. П.6.2. Расчетная схема (а) и приведенное сечение плиты (б) с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений

Определяем положение границы сжатой зоны для таврового приведенного сечения плиты

$$R_s \cdot A_s \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f; \quad (\text{П.6.4})$$

$$261 \cdot 475 \leq 209 \cdot 158 + 8,5 \cdot 1460 \cdot 30; \quad 124 \text{ кН} \leq 405,3 \text{ кН}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке плиты. Расчет плиты проводим как для прямоугольного сечения с расчетной шириной сечения, равной $b'_f = 1460$ мм, так как $h'_f = 0,1h = 30$ мм [50, п. 6.2.12]. Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{261 \cdot 475 - 209 \cdot 158}{8,5 \cdot 1460} = 7,33 \text{ мм}, \quad (\text{П.6.5})$$

так как $x < 2a'_s = 30$ мм, сжатую арматуру в расчете не учитываем и высота сжатой зоны без учета сжатой арматуры равна $x = 10$ мм.

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением плиты определяем по [50, п. 6.2.14, формула 6.19] при значении $a' = x/2$.

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = 261 \cdot 475 (275 - 0,5 \cdot 10) = 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (\text{П.6.6})$$

Проверяем условие прочности по [50, п. 6.2.9, формула 6.13]

$$M_{max} = 43,34 \text{ кН}\cdot\text{м} \leq M_{ult} = 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (\text{П.6.7})$$

условие прочности не соблюдается, следовательно, необходимо провести усиление плиты покрытия ПКЖ-3. Определим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по [50, п. 6.2.7, формулы 6.11, 6.12]

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,80}{1 + \frac{0,00131}{0,0035}} = 0,582, \quad (\text{П.6.8})$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{261}{200000} = 0,00131; \quad (\text{П.6.9})$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение равен $M_{ult} = 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Таким образом, изгибающий момент, который должна воспринять разгружающая балка, равен

$$M_{раз.} = M_{max} - M_{ult} = 43,34 - 33,5 = 9,84 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (\text{П.6.10})$$

5. Расчет усиления плиты подведением разгружающих балок (дополнительных упругих опор в пролете)

Упругими называются опоры, которые работают совместно с разгружаемыми конструкциями, создавая для них податливые промежуточные опоры. Дополнительные упругие опоры – опоры, осадкой которых пренебречь нельзя.

Принимаем для усиления плиты стальную двутавровую балку, которая подводится снизу (рис. П.6.3, П.6.4) и имеет связь с усиливаемой плитой в двух точках (в третях пролета плиты). Расчетная схема усиления плиты и эпюры изгибающих моментов для различных стадий работы приведены на рис. П.6.3. Расчет изгибаемых элементов, усиленных подведенными упругими опорами, производится совместным расчетом разгружаемой и разгружающей конструкций путем приравнивания деформаций (прогибов) в месте их соединения.

Для обеспечения эффективной работы элементов усиления (разгружающей стальной балки) необходимо перед подведением ее под плиту по возможности больше, временно, разгрузить усиливаемую плиту. С этой целью можно удалить временную нагрузку и, если это возможно, часть постоянной, с тем чтобы действующий на момент подведения разгружающих балок изгибающий момент был меньше M_{ult} .

Для рассматриваемого примера принимаем, что изгибающий момент, который будет действовать во время усиления плиты, определяется с учетом, что временная нагрузка (снег) отсутствует и усиливаемую плиту временно разгрузили на 30% при помощи домкратов или усиление проводится во время ремонта покрытия, когда нагрузка от утеплителя и кровли отсутствует. Следовательно, момент, который будет действовать в момент подведения балок, равен

$M_g = 0,70 \cdot 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м} = 23,45 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что составляет 70% от предельного момента $M_{ult} = 33,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

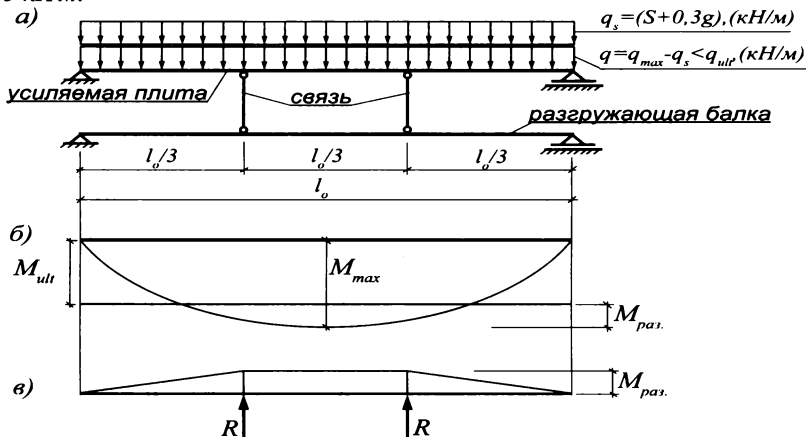


Рис. П.6.3. Расчетная схема усиления плиты (а) и эпюры изгибающих моментов (б, в)

Вначале определим жесткость D_I усиленной (разгружаемой) плиты. Жесткость плиты, для упрощения расчета, определяем в предположении, что вся нагрузка – является продолжительного действия по [50, п. 7.3.13, формула 7.46].

$$D_I = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m) = 200000 \cdot 475 \cdot 220 (275 - 120,2) = 3235,3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2, \quad (\text{П.6.11})$$

где z – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне. Для элементов таврового (с полкой в сжатой зоне) поперечного сечения значение z допускается принимать равным $0,8h_0$.

$$z = 0,8h_0 = 0,8 \cdot 275 = 220 \text{ мм}. \quad (\text{П.6.12})$$

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону α_{s1}, α_{s2} принимаем равными:

$$\text{– для сжатой арматуры} \quad \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (\text{П.6.13})$$

$$\text{– для растянутой арматуры} \quad \alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}; \quad (\text{П.6.14})$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый по [50, п. 7.3.13, формула 5.9], при продолжительном действии нагрузки. При этом значение относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b1,red} = 0,0028$ и определено по [50, табл. 5.6].

$$E_{b,red} = \frac{R_b \cdot \gamma_{b1}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{8,5 \cdot 0,9}{0,0028} = 2732 \text{ МПа}, \quad (\text{П.6.15})$$

$E_{s,red}$ – приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами по [50, п. 7.3.13, формула 7.50]

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}. \quad (\text{П.6.16})$$

Коэффициент ψ_s принимаем равным 1,0, так как плита до усиления имела трещины, и часть учитываемой в расчете арматуры не имеет сцепления с бетоном, следовательно,

$$\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{200000}{2732} = 73,2.$$

Среднюю высоту сжатой зоны x_m для тавровых (с полкой в сжатой зоне) сечений определяем по [50, п. 7.3.12, формула 7.43]:

$$x_m = h_0 \left[\sqrt{\left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f \right)^2 + 2 \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{a'_f}{h_0} + \mu'_f \frac{h'_f}{2h_0} \right)} - \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f \right) \right] \quad (\text{П.6.17})$$

$$x_m = 275 \left[\sqrt{(0,0108 \cdot 73,2 + 0,0036 \cdot 73,2 + 0,65)^2 + 2 \left(0,0108 \cdot 73,2 + 0,0036 \cdot 73,2 \frac{15}{275} + 0,65 \frac{30}{2 \cdot 275} \right)} - (0,0108 \cdot 73,2 + 0,0036 \cdot 73,2 + 0,65) \right] = 120,2 \text{ мм},$$

где $\mu'_f = \frac{A'_f}{bh_0} = \frac{39000}{160 \cdot 275} = 0,65$; (П.6.18)

$A'_f = (b'_f - b)h'_f = (1460 - 160)30 = 39000 \text{ мм}^2$ – площадь сечения свесов сжатой полки;

μ_s – коэффициент армирования сечения растянутой арматурой, определяемый по формуле

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{475}{160 \cdot 275} = 0,0108 \quad (\text{П.6.19})$$

μ'_s – коэффициент армирования сечения сжатой арматурой, определяемый по формуле

$$\mu'_s = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{158}{160 \cdot 275} = 0,0036. \quad (\text{П.6.20})$$

Так как усиливаемая плита и разгружающая балка связаны между собой в двух точках в третях пролета и работают совместно, то их прогибы в точках контакта равны. Неизвестную реакцию этой связи R , т.е. усилие взаимодействия между плитой и балкой определяем по схеме однопролетной балки (рис. П.6.3, в), загруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета по формуле

$$R = 3 \cdot M_{\text{раз.}} / l_o = 3 \cdot 9,84 / 5,85 = 5,05 \text{ кН}, \quad (\text{П.6.21})$$

где $M_{\text{раз.}} = M_{\text{max}} - M_{\text{ult}} = 43,34 - 33,5 = 9,84 \text{ кНм}$ – величина момента, на которую необходимо уменьшить предельный изгибающий момент в середине пролета плиты.

Прогиб f_q плиты от действия равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q_s , в точке сопряжения плиты и разгружающей балки, на расстояние от опоры $a = l_o/3$ определяем по формуле

$$\begin{aligned} f_q &= \frac{M_s \cdot l_o^2}{3 \cdot D_1 l_o} \left(1 - 2 \frac{a^2}{l_o^2} + \frac{a^3}{l_o^3} \right) = \frac{q_s \cdot l_o^4}{24 \cdot D_1 l_o} \left(1 - 2 \frac{a^2}{l_o^2} + \frac{a^3}{l_o^3} \right) = \\ &= \frac{11 \cdot q_s \cdot l_o^4}{972 \cdot D_1} = \frac{11 \cdot 4,27 \cdot 5,85^4}{972 \cdot 3235,3} = 0,0175 \text{ м}, \end{aligned} \quad (\text{П.6.22})$$

где $q_s = S + 0,30g = (1,23 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м} + 0,30 \cdot 5,88 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м}) \cdot 0,95 = 4,27 \text{ кН/м}$ – нагрузка которая временно (на период подведения разгружающих балок) не действует на плиту (рис. П.6.3, а) и складывается из снеговой нагрузки и 30% от постоянной (временно разгрузили плиту при помощи домкратов).

Выгиб плиты f_R от действия реакции связей R , в точке сопряжения плиты и разгружающей балки, на расстояние от опоры $a = l_o/3$ определяем по формуле

$$f_R = \frac{R \cdot a}{6 \cdot D_1} [3a(l_o - a) - a^2] = \frac{R \cdot l_o^3}{32,4 \cdot D_1} = \frac{5,05 \cdot 5,85^3}{32,4 \cdot 3235,3} = 0,00964 \text{ м}. \quad (\text{П.6.23})$$

Следовательно, прогиб плиты с жесткостью D_1 в точке сопряжения с разгружаемой балкой после усиления составит

$$f = f_q - f_R = 0,0175 - 0,00964 = 0,00786 \text{ м.} \quad (\text{П.6.24})$$

Прогиб разгружающей балки жесткостью D_2 , загруженной двумя сосредоточенными силами (реакцией связей R), в точках сопряжения с плитой составит

$$f_B = \frac{R \cdot a_B}{6 \cdot D_2} [3a_B(l_B - a_B) - a_B^2], \quad (\text{П.6.25})$$

здесь $l_B = 5650 - 250 = 5550 \text{ мм}$ – пролет стальной балки – расстояние между осями болтов (рис. П.6.4, поз. 10) на опорах стальной балки;

$a_B = 2025 - (6000 - 5550)/2 = 1800 \text{ мм}$ – расстояние от оси болтов (рис. П.6.4, поз. 10) до точки, в которой размещена упругая опора.

Из формулы (П.6.25) можно определить требуемую жесткость разгружающей стальной балки, принимая величину прогиба балки f_B равной прогибу плиты f в той же точке (формула П.6.24) и величину R по формуле (П.6.21)

$$D_2 = \frac{R \cdot a_B [3a_B(l_B - a_B) - a_B^2]}{6 \cdot f} = \frac{5,05 \cdot 1,8 [3 \cdot 1,8(5,55 - 1,8) - 1,8^2]}{6 \cdot 0,00786} = 3278,6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2. \quad (\text{П.6.26})$$

Так как жесткость разгружающей стальной балки равна $D_2 = EI_B$, то требуемый момент инерции стальной балки равен $I_B = D_2/E = 3278,6 \cdot 10^9 / 206000 = 15,92 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 = 1592 \text{ см}^4$. По сортаменту (прил. 9) принимаем стальную балку – двутавр балочный № 20Б1 по ГОСТ 26020-83 с моментом инерции, равным $I_B = 1943 \text{ см}^4$, или два спаренных швеллера № 18 с $I_B = 21090 = 2180 \text{ см}^4$, или обычный двутавр № 20 с $I_B = 1840 \text{ см}^4$.

После подбора сечения разгружающей балки производят расчет крепления балки к навесным опорам на величину реакции R – расчет двух болтов (рис. П.6.4, поз. 10) на срез (минимальный $d_b = 12 \text{ мм}$) по [8, п. 11.7*] и сварных швов (рис. П.6.4, поз. 11) на срез по металлу шва по [8, п. 11.2*].

Спецификация на ПКЖ-3 (КУ-1) приведена в табл. П.6.5.

6. Порядок производства работ по усилению плиты

Усиление плит перекрытия ПКЖ-3 выполняют путем подведения разгружающих стальных балок (рис. П.6.4). Работы по усилению плит выполняют только после их частичной разгрузки. В данном случае усиление выполняется летом, т.е. снеговая нагрузка отсутствует. Кроме этого с помощью домкратов осуществляют временную разгрузку плит на 30% от действующей постоянной нагрузки.

1. Перед установкой разгружающих балок удаляют слабопрочный бетон защитного слоя в дефектных зонах. Размеры зон уточняют визуально по отслоению защитного слоя, наличию трещин на поверхности, глухому звуку при ударе. Удалять защитный слой бетона необходимо с минимальным нарушением здорового бетона, не нанося повреждений арматуре и не нарушая сварных соединений между продольной и поперечной арматурой. От ржавчины арматуру следует очищать механическим способом. После этого восстанавливают защитный слой в продольных и поперечных ребрах полимерцементными составами (прил. 18).

2. Далее устанавливают навесные опоры (поз. 5, 6, 7). Элементы опор предварительно сваривают. Установку опор осуществляют на верхний пояс стропильной конструкции (поз. 3), предварительно уложив слой жесткого цементного раствора.
3. Затем подводят разгружающую балку (поз. 4) и закрепляют ее на навесные опоры при помощи болтов (поз. 10) к пластине (поз. 7).
4. В зазор между балкой (поз. 4) и нижней гранью ребер плит вводят пластину (поз. 9). Между пластиной (поз. 9) и ребрами плит укладывают жесткий цементный раствор.
5. Закручивая болты (поз. 8), обеспечивают совместную работу балки и плиты. После этого удаляют домкраты.
6. Выполняется защитное покрытие железобетонных плит и стальных элементов усиления.
7. Качество сварных соединений должно соответствовать СНиП 3.03.01-87, ГОСТ 10922-75, ГОСТ 14098-85.

Таблица П.6.5

Спецификация на ПКЖ-3 (КУ-1)

Поз	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примеч. (масса всего, кг)
		<i>Детали</i>			
4		1 №20Б1, ГОСТ 26020-81, l = 5650	1	126,6	126,6
5		└ №100x12, ГОСТ 8509-86, l = 200	4	1,14	4,56
6		– 12, lxb = 750x250, ГОСТ 82-70*	2	17,7	35,4
7		– 12, bxb = 150x200, ГОСТ 82-70*	2	2,8	5,6
8,10		Болты Ø16, l = 50, гайки, ГОСТ 7798-70*	8	0,13	1,04
9		– 20, lxb = 350x100, ГОСТ 82-70*	2	5,5	11,0
		ВСЕГО:			184,2

7. Расчет второго варианта усиления железобетонной ребристой плиты покрытия подведением разгружающих балок, имеющих связь с усиливаемой плитой по всей длине плиты

Рассмотрим вариант усиления той же железобетонной ребристой плиты разгружающей стальной балкой, имеющей связь с плитой по всей ее длине. В этом случае необходимо осуществить связь между плитой и балкой не менее чем в восьми промежуточных точках по длине (подклинкой стальными пластинами) либо сплошную связь при помощи жесткого раствора и поддомкрачивания балки. Поскольку разгружающая балка имеет связь с плитой, обе конструкции работают совместно и нагрузки, приложенные к усиливаемой плите после подведения балки, будут восприниматься совместно двумя конструкциями.

Задача заключается в том, чтобы подобрать такую разгружающую балку, которая при приложении внешней нагрузки восприняла бы ту часть нагрузки, которую не может воспринять плита.

Так же как и в предыдущем случае, для обеспечения эффективной работы элементов усиления (разгружающей стальной балки) необходимо перед подведением ее под плиту по возможности больше, временно, разгрузить усиливаемую плиту. С этой целью можно удалить временную нагрузку и, если это возможно, часть постоянной, с тем чтобы действующий на момент подведения разгружающих балок изгибающий момент был меньше M_{ult} .

Усиление плит ПКЖ-3 (КУ-1)

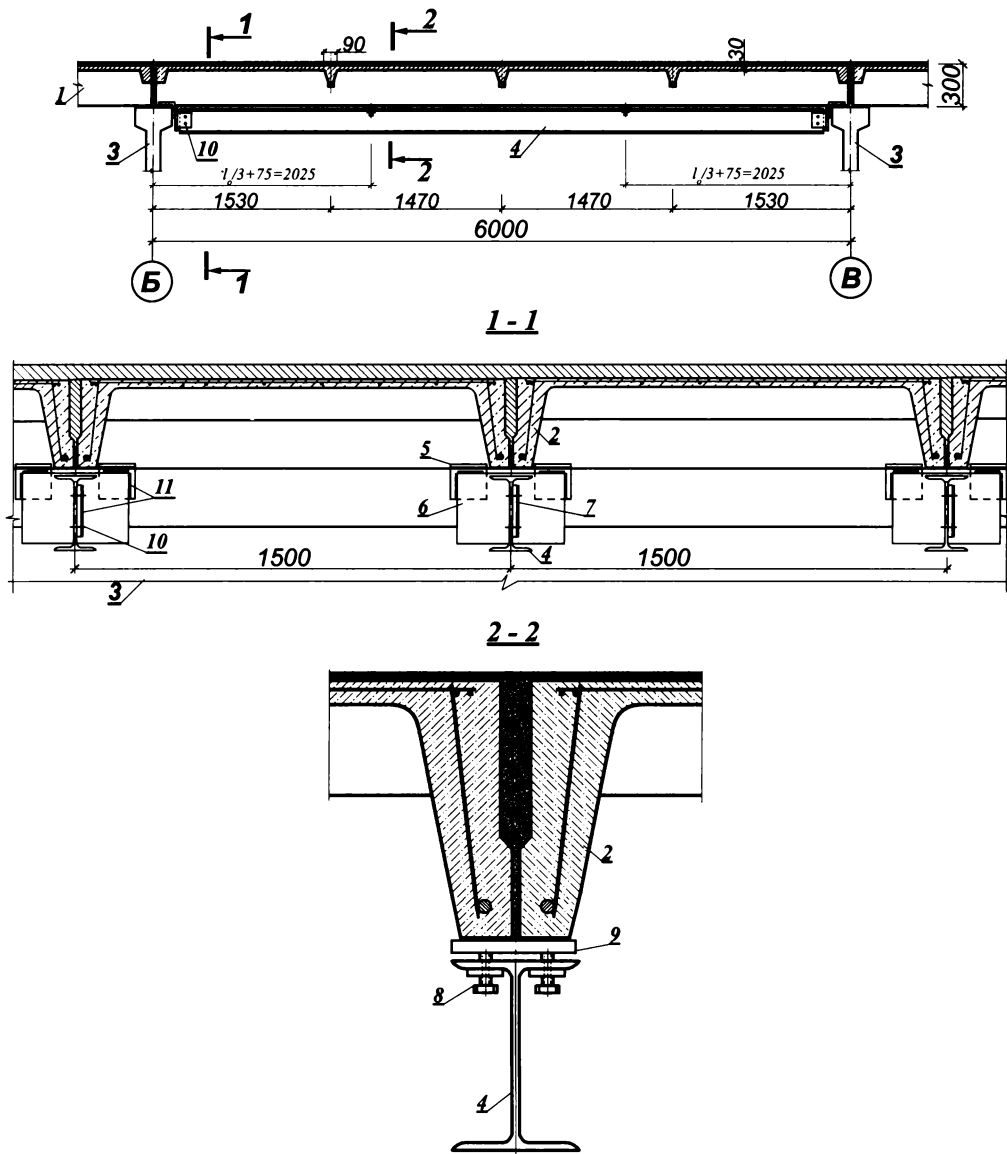


Рис. П.6.4. Усиление плит ПКЖ-3 подведением разгружающих стальных балок (автор Богуславский Г.М., Харьковский ПромстройНИИпроект, 1988):

1 – усиливаемая плита ПКЖ-3; *2* – продольные ребра усиливаемых плит; *3* – стропильные балки; *4* – разгружающая стальная балка I № 20Б1; *5* – уголки № 100...150; *6* – стальная пластина $\delta = 12...20$ мм; *7* – стальные пластины и болты; *8* – болты $\varnothing 16$ мм для обеспечения совместности работы ребер плит и разгружающей балки; *9* – пластина; *10* – болты с $d_{\min} = 12$ мм; *11* – сварные швы

Для расчета используем данные по плите перекрытия из первого варианта усиления. Так как разгружаемая плита и разгружающая балка имеют связь по всей длине и работают совместно, то кривизна их осей будет одинаковой - $1/\rho_1 = 1/\rho_2$ и соответственно

$$M_1/D_1 = M_2/D_2, \quad (\text{П.6.27})$$

где D_1, D_2 – изгибная жесткость соответственно усиливаемой (разгружаемой) плиты и стальной разгружающей балки.

Следовательно, изгибающие моменты, действующие на плиту и балку будут пропорциональны их жесткостям. Изгибающий момент, который будет перераспределен между двумя конструкциями, равен

$$M = M_1 + M_2.$$

Перераспределяться, может только изгибающий момент от нагрузок, приложенных после подведения разгружающей балки, т.е. от нагрузки интенсивностью $q_s = 4,27 \text{ кН/м}$,

$$M = q_s l^2 / 8 = 18,27 \text{ кН·м}.$$

Изгибающий момент, который может еще воспринять усиливаемая плита после подведения разгружающих балок, равен

$$M_1 = M_{ult} - M_g = 33,5 - 25,09 = 8,41 \text{ кН·м},$$

где M_g – момент, который действует до подведения разгружающих балок, с учетом временной разгрузки плиты домкратами и отсутствия снеговой нагрузки.

Изгибающий момент, который должна воспринять разгружающая балка, равен

$$M_2 = M - M_1 = 18,27 - 8,41 = 9,86 \text{ кН·м}.$$

Следовательно, требуемая жесткость стальной разгружающей балки из равенства (П.6.27) равна

$D_2 = M_2 D_1 / M_1 = 9,86 \cdot 3235,3 / 8,41 = 3793 \text{ кН·м}^2$, что на 16% больше, чем в первом варианте усиления.

Так как жесткость разгружающей стальной балки равна $D_2 = EI_B$, то требуемый момент инерции стальной балки равен $I_B = D_2 / E = 3793 \cdot 10^3 / 206000 = 18,41 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 = 1841 \text{ см}^4$. По сортаменту принимаем также стальную балку – двутавр балочный № 20Б1 по ГОСТ 26020-83 с моментом инерции, равным $I_B = 1943 \text{ см}^4$.

Требуемую жесткость стальной разгружающей балки можно немного снизить, повышая величину временной разгрузки плиты (до момента подведения балок).

Подведение разгружающих стальных балок можно осуществлять как снизу конструкции (см. рис. П.6.4), так и сбоку (с двух сторон) с устройством подвесок (см. рис. 5.16).

8. Расчет третьего варианта усиления железобетонной ребристой плиты покрытия установкой на опорах двухконсольных подпружных балок

Техническое решение по усилению плит установкой на опорах двухконсольных подпружных балок (выносных опор) представлено на рис. П.6.5.

Вылет консолей назначаем из условия $l_k = 1,125 \text{ м} \leq 4h_{пл} = 4,03 \text{ м} = 1,2 \text{ м}$. Тогда расстояние от оси опирания плиты на опоре до конца консоли равно $a = 1,05 \text{ м}$.

Расчет проводим аналогично первому варианту усиления, т.е. определяем жесткость выносных опор исходя из того, что прогибы плиты и консольных выносных опор равны в точках сопряжения этих конструкций от нагрузок, которые будут приложены после усиления.

Требуемую величину силы, которая должна быть приложена в точке сопряжения выносных опор и плиты, определим из величины момента, на который необходимо разгрузить плиту, т.е. $M_{разг} = 43,34 - 33,5 = 9,84 \text{ кН·м}$. Отсюда величина R равна

$$R = M_{разг} / a = 9,84 / 1,05 = 9,37 \text{ кН}. \quad (\text{П.6.28})$$

Все исходные данные и величину предварительной разгрузки плиты принимаем по первому способу разгрузки.

Расчет проводим из условия $f_{\text{конс.}} = f_q - f_R$.

Прогиб f_q плиты от действия равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q_s , в точке сопряжения плиты и выносных опор, на расстояние от опоры, $a = 1,05$ м определяем по формуле

$$f_q = \frac{q_s \cdot l_o^3 \cdot a}{24 \cdot D_1} \left(1 - 2 \frac{a^2}{l_o^2} + \frac{a^3}{l_o^3} \right) = \frac{4,27 \cdot 5,85^3 \cdot 1,05}{24 \cdot 3235,3} \left(1 - 2 \frac{1,05^2}{5,85^2} + \frac{1,05^3}{5,85^3} \right) = 0,0109 \text{ м}, \quad (\text{П.6.29})$$

где $q_s = S + 0,30g = (1,23 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м} + 0,30 \cdot 5,88 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м}) \cdot 0,95 = 4,27 \text{ кН/м}$ – нагрузка, которая временно (на период подведения разгружающих балок) не действует на плиту и складывается из снеговой нагрузки и 30% от постоянной (временно разгрузили плиту).

Выгиб плиты f_R от действия реакции связей R , в точке сопряжения плиты и выносной опоры, на расстояние от опоры – $a = 1,05$ м определяем по формуле

$$f_R = \frac{R \cdot a}{6 \cdot D_1} [3a(l_o - a) - a^2] = \frac{9,37 \cdot 1,05}{6 \cdot 3235,3} [3 \cdot 1,05(5,85 - 1,05) - 1,05^2] = 0,0071 \text{ м}. \quad (\text{П.6.30})$$

Следовательно, прогиб плиты с жесткостью D_1 в точке сопряжения с выносной опорой после усиления составит

$$f_{\text{конс.}} = f_q - f_R = 0,0109 - 0,0071 = 0,0038 \text{ м}. \quad (\text{П.6.31})$$

Прогиб выносных опор жесткостью D_2 загруженной сосредоточенной силой (реакцией связей R), в точке сопряжения с плитой составит

$$f_{\text{конс.}} = \frac{R \cdot l_k^3}{3 \cdot D_2}. \quad (\text{П.6.32})$$

Из формулы (П.6.32) можно определить требуемую жесткость выносных опор, принимая величину прогиба консоли $f_{\text{конс.}}$ равной прогибу плиты f в той же точке (формула П.6.31) и величину R по формуле (П.6.28)

$$D_2 = \frac{R \cdot l_k^3}{3 \cdot f_{\text{конс.}}} = \frac{9,37 \cdot 1,125^3}{3 \cdot 0,0038} = 1170 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Так как жесткость выносных опор равна $D_2 = EI_B$, то требуемый момент инерции стальных профилей равен $I_k = D_2/E = 1170 \cdot 10^9 / 206000 = 5,68 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 = 568 \text{ см}^4$. Увеличиваем на 10% требуемый момент инерции выносных опор для учета обжатия элементов усиления в узлах и в местах сопряжения металла с бетоном плиты и опоры консолей. Тогда $I_k = 1,1 \cdot 568 = 625 \text{ см}^4$.

В данном случае принимаем для консолей два швеллера – 2 [№ 14 по ГОСТ 8240-72*] с моментом инерции, равным $I_k = 2 \cdot 491 = 982 \text{ см}^4$. Момент сопротивления двух швеллеров равен $W_k = 2 \cdot 70200 \text{ мм}^3$. Швеллеры высотой 140 мм вставляются в зазор между верхом стропильной конструкции и нижней гранью опорного поперечного ребра. Сталь для консолей принимаем класса С245 с $R_y = 240 \text{ МПа}$ по [8].

Максимально возможные (из условия монтажа) номера швеллеров или двутавров для устройства выносных опор – 2 [№ 16 или 2 I № 16 (см. рис. П.6.1 и П.6.5)].

Проверим прочность сечения консоли на опоре. Момент в опорном сечении двухконсольной балки равен

$$M_k = 2 R l_k = 2 \cdot 9,37 \cdot 1,125 = 21,08 \text{ кНм}.$$

Напряжение в этом сечении равно

$\sigma = M_k / W_k = 21,08 \cdot 10^6 / (2 \cdot 70200) = 150,1 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$, условие прочности удовлетворяется.

Проверим прочность опорных элементов (рис. П.6.5, п. 6), которые выполняются из отрезков швеллеров № 10, длиной 300 мм. Момент сопротивления швеллера $W_y = 6460 \text{ мм}^3$. Изгибающий момент определим (в запас прочности) как для однопролетной балки, нагруженной сосредоточенной силой $R = 9,37 \text{ кН}$, в середине пролета равном $l_o = 200 \text{ мм}$.

Момент равен $M = Rl_o/4 = 0,469 \text{ кНм}$.

Условие прочности опорного элемента (рис. П.6.5, п. 6)

$\sigma = M/W_y = 0,469 \cdot 10^6 / 6460 = 72,5 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}$,

условие прочности удовлетворяется.

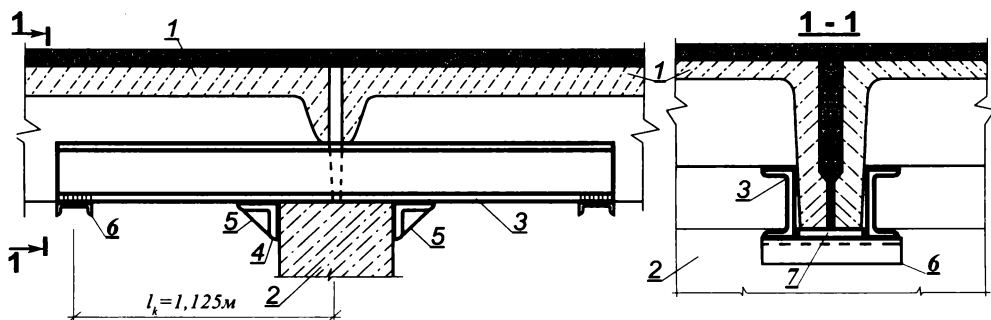


Рис. П.6.5. Усиление плит двухконсольными подпружными балками:

1 – усиленная плита; 2 – стропильные балки; 3 – двухконсольные балки 2 [№ 14];
4 – уголки, обеспечивающие проектное положение выносных опор; 5 – ребра жесткости уголков;
6 – опорные элементы из швеллера № 10; 7 – стальные пластины-клинья для обеспечения совместной работы выносных опор с плитой

Во всех трех вариантах усиления железобетонной ребристой плиты разгружающими конструкциями необходимо предусмотреть увеличение требуемой жесткости разгружающих балок для учета обжатия элементов усиления в узлах и в местах сопряжения металла с бетоном. Коэффициент условий работы в этом случае принимается равным 0,9.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ СТРОПИЛЬНОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ УГЛЕПЛАСТИКОМ

1. Задание на проектирование

После проведения детального обследования строительных конструкций здания, выявленных дефектов и повреждений стропильных железобетонных балок покрытия, а также в связи с изменением снеговой нагрузки [4] необходимо выполнить оценку их несущей способности согласно требованию норм [14, 49, 51] и сделать вывод о техническом состоянии балок и необходимости их усиления.

2. Результаты оценки технического состояния балок

В результате проведенного обследования выявлено, что в балках имеются отдельные сколы бетона в защитном слое, а также продольные трещины, идущие вдоль рабочей арматуры, раскрытием более 1,0 мм, оголение арматуры на участках до 100...150 мм. По величине эксплуатационных нагрузок и результатов вскрытия арматуры были определены: армирование балок и по опалубочным размерам марка балок по прил. 12 – БО6-2. В балках, по длине пролета, выявлено частичное разрушение защитного слоя, оголение и коррозия рабочей арматуры в двух нижних стержнях. Величина коррозии достигает величины – 0,8...1,1 мм по диаметру стержня, т.е. в среднем диаметр стержней рабочей арматуры с учетом коррозионных повреждений равнялся $d_s = 24,0$ мм. Коррозия арматуры и трещины в бетоне сжатой зоны не обнаружены. Фактическое армирование балок на момент проведения обследования составляет:

- рабочая арматура – $\varnothing 25$ А300 (А-II) + 2 $\varnothing 24$ А300 (А-II) с $A_s = 1394$ мм²;
- армирование сжатой зоны – 2 $\varnothing 10$ А300 (А-I) с $A'_s = 157$ мм².

Класс бетона балок, определенный двумя неразрушаемыми методами – ударно-импульсным (прибор ОНИКС 2.5) и пластической деформации (молоток Кашкарова), – В 22.

Шаг балок $B = 6,0$ м, расчетный пролет $l_o = 5,84$ м. Результаты обследования приведены на рис. П.7.1.

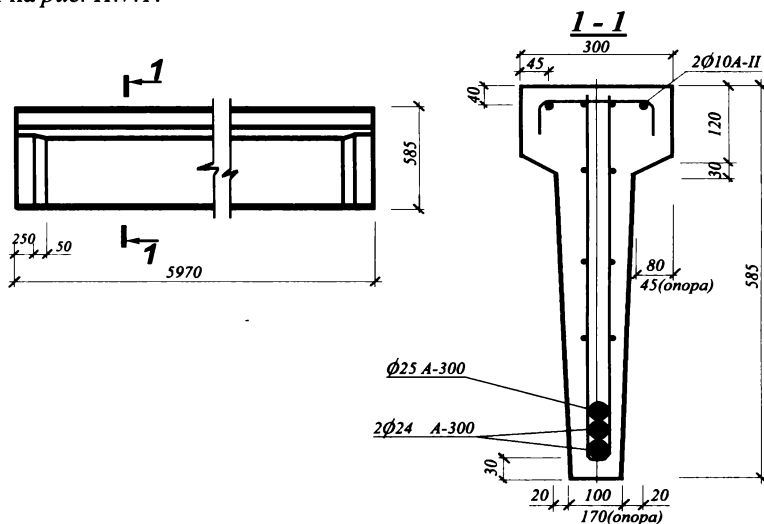


Рис. П.7.1. Результаты обмеров и определения армирования балок БО6-2

Нагрузки

Нагрузки, приведенные в прил. 12 для БО6-2, составляют:

- расчетная нагрузка без учета собственного веса балки – $q_6 = 6,87 \text{ кН/м}^2$;
- собственный вес балки – $g_6 = 14,72 \text{ кН}$.

Нагрузки, определенные по результатам обмеров и вскрытия, приведены в табл. П.7.1. Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимаем по [4].

Таблица П.7.1

Определение нагрузок на балку покрытия БО6-2, кН/м²

Наименование нагрузки	Нормативное значение	γ_f	Расчетное значение
1. Постоянные нагрузки:			
1.1. Нагрузка от конструктивных слоев кровли с учетом новых слоев после ремонта	0,23	1,3	0,30
1.2. Нагрузка от асфальтобетонной стяжки $\delta = 30 \text{ мм}$, $\gamma_{см} = 20,0 \text{ кН/м}^3$	0,60	1,3	0,78
1.3. Нагрузка от утеплителя (керамзит) $\delta = 180 \text{ мм}$, $\gamma_{кер} = 6,0 \text{ кН/м}^3$	1,08	1,3	1,40
1.4. Нагрузка от пароизоляции	0,04	1,3	0,05
1.5. Нагрузка от выравнивающего слоя (цементный раствор) $\delta = 40 \text{ мм}$, $\gamma_p = 20,0 \text{ кН/м}^3$	0,80	1,3	1,04
1.6. Нагрузка от собственного веса ж/б ребристых плит по прил. 12, с учетом швов	1,71	1,1	1,88
1.7. Нагрузка от собственного веса ж.б. стропильных балок ($G = 14,72 \text{ кН}$)	0,41	1,1	0,45
ИТОГО ПОСТОЯННАЯ g:	4,87	–	5,90
2. Временная S (снеговая): Полная снеговая – S^*	1,68	–	2,40
Длительно действующая снеговая – S_l^{**}	0,84	–	1,20
ВСЕГО: – q (полная):	6,55		8,30
В том числе продолжительного действия – q_l	5,71		7,10

* Определение полной снеговой нагрузки.

Определение снеговой нагрузки с учетом введения в действие новых норм производится по [4, п. 5]. Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S = S_g \cdot \mu \cdot c_e = 2,40 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,40 \text{ кН / м}^2, \quad (\text{П.7.1})$$

где $S_g = 2,4 \text{ кН/м}^2$ – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли для IV снегового района [4, табл. 4];

$\mu = 1,0$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, при уклоне кровли – $\alpha = 5^\circ$ [4, прил. 3, схема 1,6];

$c_e = 1,0$ – коэффициент, учитывающий снижение снеговой нагрузки, определяемый по [4, п. 5.5*], принимаем равным 1,0 согласно [4, п. 5.5*, 6].

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по [4, п. 5.7]

$$S^H = S \cdot 0,70 = 2,40 \cdot 0,7 = 1,68 \text{ кН / м}^2.$$

** Определение длительно действующей части снеговой нагрузки.

Длительно действующую часть снеговой нагрузки S_l определяем по [4, п. 1.7, к] умножением значения снеговой нагрузки на коэффициент 0,5.

3. Расчетные и нормативные характеристики материалов

а. Бетон

Принимаем коэффициент условий работы бетона $\gamma_{bt} = 0,9$ [50, п. 5.1.10, а], так как большая часть нагрузки является длительно действующей.

Таблица П.7.2

Характеристики бетона с учетом γ_{bt} [50, табл. 5.1, 5.2]

Класс бетона	Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа		Начальный модуль упругости, $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа
	$R_{b,n}$	$R_{bt,n}$	R_b	R_{bt}	
B22	16,4	1,43	11,4	0,86	28,7

б. Арматура

Расчетные сопротивления арматуры определяем согласно [14, п. 6.18], принимая коэффициент надежности по арматуре равным для арматуры класса А300 (А-II) $\gamma_s = 1,15$. Тогда расчетные сопротивления арматуры равны $R_s = R_{s,n}/\gamma_s$.

Таблица П.7.3

Нормативные [50, табл. 5.7] и расчетные характеристики арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление $R_{s,n}$ МПа	Расчетное сопротивление, МПа		Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-3}$, МПа
		R_s	R_{sc}	
A300 (A-II) ($\varnothing 25$ и $\varnothing 10$ мм)	300	260	260	200

4. Определение усилий в балке

Изгибающие моменты от фактически действующих на балку покрытия постоянных и временных нагрузок, определенных по результатам обследования (см. табл. П.7.1, рис. П.7.2, с шагом балок $B = 6,00$ м), равны:

- от полных расчетных постоянных и временных нагрузок
- $$M_{max} = q B \gamma_n l^2 / 8 = 8,306,01,05,84^2 / 8 = 212,3 \text{ кНм}; \quad (\text{П.7.2})$$

- от расчетных постоянных нагрузок
- $$M_g = g B \gamma_n l^2 / 8 = 5,906,01,05,84^2 / 8 = 150,9 \text{ кНм}. \quad (\text{П.7.3})$$

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может воспринять сечение балки покрытия с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений (несущая способность), определяем по [49, п. 9.3; 50, п. 6.2.9...6.2.12]. Расчетное приведенное сечение показано на рис. П.7.2.

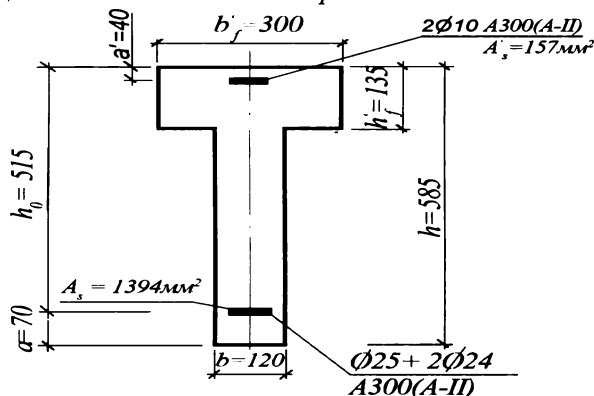


Рис. П.7.2. Расчетное приведенное сечение балки с учетом выявленных при обследовании дефектов и повреждений

Определим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по [50, п. 6.2.7, формулы 6.11, 6.12]:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,80}{1 + \frac{0,0013}{0,0035}} = 0,583, \quad (\text{П.7.4})$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s ,

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{260}{200000} = 0,0013; \quad (\text{П.7.5})$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Определяем положение границы сжатой зоны для таврового приведенного сечения

$$R_s \cdot A_s \leq R_{sc} \cdot A'_s + R_b \cdot b'_f \cdot h'_f; \quad (\text{П.7.6})$$

$$260 \cdot 1394 \leq 260 \cdot 157 + 11,4 \cdot 300 \cdot 135; \quad 362,4 \text{ кН} \leq 502,5 \text{ кН}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке балки. Расчет балки проводим как для прямоугольного сечения с расчетной шириной сечения, равной $b_f = 300$ мм. Высоту сжатой зоны определяем по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{260 \cdot 1394 - 260 \cdot 157}{11,4 \cdot 300} = 94,0 \text{ мм}. \quad (\text{П.7.7})$$

Значение $\xi = x/h_0 = 94/515 = 0,183 < \xi_R = 0,583$.

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением балки, определяем по [50, п. 6.2.10, формула 6.14]:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a') = 11,4 \cdot 300 \cdot 94 (515 - 0,5 \cdot 94) + 260 \cdot 157 (515 - 40) = 169,8 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (\text{П.7.8})$$

Проверяем условие прочности по [50, п. 6.2.9, формула 6.13]:

$$M_{\max} = 212,3 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{ult} = 169,8 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.7.9})$$

условие прочности не соблюдается, следовательно, необходимо провести усиление балки.

5. Расчет балки, усиленной углепластиком

Принимаем решение об усилении железобетонной балки углепластиковыми холстами, наклейкой их на наиболее растянутую грань сечения. При усилении изгибаемых элементов принимаем, что изгибающий момент, который будет действовать в момент проведения усиления, будет равным моменту только от постоянных нагрузок – $M_g = 150,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (формула П.7.3), т.е. усиление будет проводиться в летнее время, в отсутствие снеговой нагрузки.

Расчет усиления балки проводим в две стадии – до усиления и после усиления. Определяем напряженно деформированное состояние балки в момент проведения усиления. Расчет в этой стадии проводим на основе деформационной модели сечения по итерационному алгоритму, предложенному Т.М. Петцольдом [54] для простой формы сечения.

Первая стадия расчета – определение напряженно-деформированного состояния балки в момент проведения усиления. Принимаем некоторые допущения при расчете:

- разбиение на конечные элементы сжатого бетона по высоте сечения не проводим;
- принимаем двухлинейную диаграмму деформирования для сжатого бетона и арматуры (растянутой и сжатой) [50, п. 5.1.19, 5.2.11];
- для расчетного сечения выполняется гипотеза плоских сечений, в соответствии с которой относительные деформации по высоте сечения изменяются пропорционально расстоянию от рассматриваемой фибры до нейтральной оси;
- сопротивление бетона в растянутой зоне не учитываем.

В этой стадии расчет ведем в следующем порядке:

1. В расчетном сечении (рис. П.7.2) назначаем начальное положение нейтральной оси. В первом приближении высоту сжатой зоны можно назначить из условия (для бетонов классов до B45) - $x \leq 0,5h_o$. Принимаем $x = 135 \text{ мм} < 0,5 \cdot 515 = 275 \text{ мм}$, т.е. нейтральная линия проходит по нижней границе полки.

2. Назначаем начальную величину относительной деформации бетона наиболее сжатой грани сечения ε_{bc} . В первом приближении принимаем граничную в отношении принятой двухлинейной диаграммы деформирования сжатого бетона относительную деформацию $\varepsilon_{bc} = 0,0028 < \varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} = 0,0048$ [50, п. 6.2.31, табл. 5.6].

3. Определяем относительные деформации арматуры (рис. П.7.2) по формулам:

$$\varepsilon_s = h_o (\varepsilon_{bc} / x) - \varepsilon_{bc} = 515(0,0028/135) - 0,0028 = 0,00788; \quad (\text{П.7.10})$$

– для сжатой арматуры

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{bc} - a' (\varepsilon_{bc} / x) = 0,0028 - 40(0,0028/135) = 0,00197. \quad (\text{П.7.11})$$

4. Определяем усилия в арматуре по формулам [50, п. 5.2.12]

при $\varepsilon_s < \varepsilon_{so}$

$$N_s = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s; \quad (\text{П.7.12})$$

при $\varepsilon_{so} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$N_s = R_s \cdot A_s, \quad (\text{П.7.13})$$

где $\varepsilon_{so} = R_s/E_s = 260/200000 = 0,0013$; $\varepsilon_{s2} = 0,025$ [50, п. 5.2.12].

Следовательно, в этой итерации усилия в арматуре определяем по формуле (П.7.13):

– для растянутого блока арматуры $N_s = R_s \cdot A_s = 260 \cdot 1394 = 362,4 \text{ кН}$;

– для сжатой арматуры $N_{sc} = R_{sc} \cdot A'_s = 260 \cdot 157 = 40,82 \text{ кН}$.

5. Определяем равнодействующую усилий N_{bc} в сжатом бетоне.

При принятии двухлинейной диаграммы деформирования сжатого бетона и максимальной деформации сжатой грани сечения $\varepsilon_{bc} = 0,0028$ эпюра напряжений в сжатой зоне бетона будет иметь вид треугольника с максимальной ординатой, равной $\sigma_{bc} = R_b$ [50, п. 5.1.19, рис. 5.1]. В этом случае равнодействующая усилий равна

$$N_{bc} = R_b \cdot x \cdot b_f / 2 = 11,4 \cdot 135 \cdot 300 / 2 = 230,85 \text{ кН}. \quad (\text{П.7.14})$$

6. При высоте сжатой зоны $x = 135 \text{ мм}$ проверяем условие равновесия проекции всех сил на продольную ось по формуле

$$N_{bc} + N_{sc} - N_s = 0; \quad 230,85 + 40,82 - 362,4 = -90,73 \text{ кН} \neq 0. \quad (\text{П.7.15})$$

Условие не выполняется, определяем новое положение нейтральной оси сечения и повторяем расчет с п. 3, при $\varepsilon_{bc} = 0,0028$. Поскольку высота сжатой зоны в этом случае получается более высоты полки $x > h'_f = 135$ мм, условие равновесия проекции всех сил (формула П.7.15) будет записана в виде (рис. П.7.3)

$$(\sigma_{bc} + \sigma_{bc,f}) \cdot h'_f \cdot (b'_f - b) / 2 + \sigma_{bc} \cdot x \cdot b / 2 - N_s + N_{sc} = 0, \quad (\text{П.7.16})$$

где $\sigma_{bc,f}$ – напряжение в бетоне сжатой зоны на нижней границе полки, определяемое согласно [50, п. 5.1.19] при $\varepsilon_{bc,f} < \varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bc} = 0,0028$ по формуле

$$\sigma_{bc,f} = E_{b,red} \cdot \varepsilon_{bc,f} = E_{b,red} \cdot \varepsilon_{bc} (1 - h'_f / x) = \sigma_{bc} (1 - h'_f / x), \quad (\text{П.7.17})$$

здесь $\varepsilon_{bc,f} = \varepsilon_{bc} - h'_f (\varepsilon_{bc} / x) = \varepsilon_{bc} (1 - h'_f / x)$; (П.7.18)

$E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red} = 11,4 / 0,0028 = 4071$ МПа по [50, формула (5.9)], $\varepsilon_{b1,red} = 0,0028$ по [50, табл. 5.6].

Тогда уравнение равновесия (П.7.16) имеет вид

$$[\sigma_{bc} + \sigma_{bc} (1 - h'_f / x)] \cdot h'_f \cdot (b'_f - b) / 2 + \sigma_{bc} \cdot x \cdot b / 2 - N_s + N_{sc} = 0. \quad (\text{П.7.19})$$

Решая квадратное уравнение, находим высоту сжатой зоны $x = 201,1$ мм, поскольку $x < 0,5 h_0 = 257,5$ мм, и деформации в арматуре ε_s ; $\varepsilon'_s > \varepsilon_{s0} = 0,0013$, усилия в арматуре определяем по формуле (П.7.13).

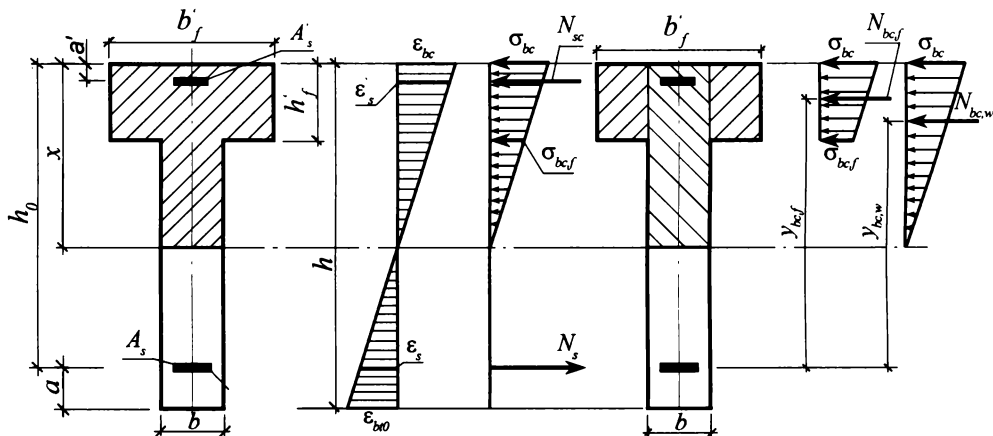


Рис. П.7.3. К определению напряженно-деформированного состояния балки в первой стадии расчета

7. Проверяем условие равновесия моментов относительно центра тяжести растянутого блока арматуры

$$N_{bc,f} \cdot y_{b,f} + N_{bc,w} \cdot y_{b,w} + N_{sc} \cdot y_{sc} - M_g = 0, \quad (\text{П.7.20})$$

где $N_{bc,f}$, $N_{bc,w}$ – равнодействующие усилий в сжатой зоне бетона соответственно в полке и стенке, определяемые по формулам:

$$N_{bc,f} = (\sigma_{bc} + \sigma_{bc,f}) h'_f (b'_f - b) / 2, \quad (\text{П.7.21})$$

$$N_{bc,w} = \sigma_{bc} \cdot x \cdot b / 2. \quad (\text{П.7.22})$$

В формуле (П. 7.21) напряжение $\sigma_{bc,f}$ определяется по формуле (П. 7.17) при $x = 201,1$ мм.

$y_{b,f}$, $y_{b,w}$ – расстояния от центра тяжести растянутого блока арматуры до равнодействующих в сжатой зоне бетона соответственно в полке и стенке (см. *рис.П.7.3*), определяемые по формулам:

$$y_{b,f} = h_o - \dot{h}_f (\sigma_{bc} + 2\sigma_{bc,f}) / (3(\sigma_{bc} + \sigma_{bc,f})), \quad (\text{П.7.23})$$

$$y_{b,w} = h_o - x / 3; \quad (\text{П.7.24})$$

N_{sc} , y_{sc} – соответственно равнодействующая усилий в сжатой арматуре, определяемая по формуле (П.7.13), так как в этой итерации $\varepsilon_s > \varepsilon_{so} = 0,0013$, и расстояние от равнодействующей до центра тяжести растянутого блока арматуры равные

$$N_{sc} = R_{sc} \cdot A_s', \quad (\text{П.7.25})$$

$$y_{sc} = h_o - a'; \quad (\text{П.7.26})$$

$M_g = 150,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$ – изгибающий момент от постоянных нагрузок, который будет действовать во время усиления балки.

Все результаты расчета первой и последующих итераций по формулам (П.7.10...П.7.26) сводим в *табл. П.7.3...П.7.4*. Вторую и следующую итерации проводим, изменяя величину относительной деформации бетона наиболее сжатой грани сечения ε_{bc} с соответствующим определением нового значения высоты сжатой зоны и остальных величин до момента соблюдения (с погрешностью до $\approx 1\%$) условия равновесия по формуле (П.7.20).

Таблица П.7.4

Результаты определения напряженно-деформированного состояния балки

N_0	ε_{bc}	σ_{bc} , МПа	$N_{bc,f}$,	$N_{bc,w}$	N_s , Н	N_{sc} , Н	x , мм	σ_{bf} , МПа	ε_s	$\dot{\varepsilon}_s$
1	0,0028	11,4	277020- -18698850/x	684x	-362400	40820	201,1	3,75	0,00437	0,00224
2	0,0024	9,77	237411- -16025243/x	586,2x	-362400	40820	252,1	4,54	0,0025	0,00202
3	0,0021	8,55	207765- -14024138/x	513x	-362400	40820	310,0	4,83	0,00139	0,00183
4	0,0019	7,73	187839- -12679133/x	463,8x	-(272805800/x- -529720)	40820	315,5	4,42	0,00120	0,00166
5	0,0019 5	7,94	192942- -13023585/x	476,4x	-(279984900/x- -543660)	40820	315,8	4,55	0,00123	0,00170

Таблица П.7.5

Результаты проверки условия равновесия балки по формуле (П.7.20)

N_0	$N_{bc,f}$, кН	$y_{b,f}$, мм	$N_{bc,f} \cdot y_{b,f}$, кНм	$N_{bc,w}$, кН	$y_{b,w}$, мм	$N_{bc,w} \cdot y_{b,w}$, кНм	$N_{sc} \cdot y_{sc}$, кНм	$\Sigma N_i y_i$, кНм
1	184,07	458,9	84,47	137,55	448,0	61,62	19,39	165,48
2	173,87	455,72	79,24	147,75	431,0	63,68	19,39	162,31
3	162,57	453,75	73,77	159,03	411,67	65,47	19,39	158,63
4	147,62	453,6	66,96	146,33	409,8	59,97	19,39	146,32
5	151,75	453,6	68,83	150,45	409,7	61,64	19,39	149,86

Из результатов расчета следует, что основные параметры напряженно-деформированного состояния балки в первой стадии расчета (при действии в момент

проведения усиления момента $M_g = 150,9 \text{ кНм}$) при соблюдении условия равновесия по формуле (П.7.20) следующие:

- ♦ относительная деформация бетона наиболее сжатой грани сечения – $\varepsilon_{bc} = 0,00195$;
- ♦ высота сжатой зоны – $x = 315,8 \text{ мм}$;
- ♦ относительная деформация арматуры, расположенной в сжатой зоне – $\varepsilon_s' = 0,0017$;
- ♦ относительная деформация арматуры, расположенной в растянутой зоне – $\varepsilon_s = 0,00123$;
- ♦ относительная деформация бетона наиболее растянутой грани сечения, которую можно определить по формуле

$$\varepsilon_{bto} = h(\varepsilon_{bc} / x) - \varepsilon_{bc} = 585(0,00195 / 315,8) - 0,00195 = 0,00166.$$

Вторая стадия расчета – определение напряженно-деформированного состояния балки в предельном состоянии при действии максимального расчетного момента после проведения усиления. Допущения при расчете во второй стадии остаются такими же за исключением распределения напряжений в сжатой зоне бетона, которое принимается в виде прямоугольного блока (рис. П.7.4). Также вводятся ограничения в параметры деформированного состояния, которые записываются в виде условий [50, п. 6.2.25]:

$$\varepsilon_{b,\max} \leq \varepsilon_{b,ult} = 0,0035; \quad (\text{П.7.27})$$

$$\varepsilon_{s,\max} \leq \varepsilon_{s,ult} = 0,025; \quad (\text{П.7.28})$$

$$\varepsilon_{car,\max} \leq \varepsilon_{car,d}. \quad (\text{П.7.29})$$

Для углепластикового (*carbon fiber-reinforced plastic*) элемента усиления максимальная относительная деформация (рис. П.7.4) определяется по формуле

$$\varepsilon_{car,\max} = \varepsilon_{b,ult} (h - x) / x - \varepsilon_{bto} \leq \varepsilon_{car,d}. \quad (\text{П.7.30})$$

Расчетное сопротивление углепластикового холста – R_{car} определяем по формуле

$$R_{car} = R_{car,n} / (\gamma_c \cdot \gamma_{mn} \cdot \gamma_{ce}) = 3500 / (1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,2) = 1488 \text{ МПа}, \quad (\text{П.7.31})$$

где $R_{car,n}$ – сопротивление углепластикового холста растяжению по данным фирмы-изготовителя (условное нормативное сопротивление). Принимаем углепластиковые холсты фирмы Sika – SikaWrap®Hex-230C (прил. 15) толщиной $\delta_{car} = 0,13 \dots 0,25 \text{ мм}$, с прочностью на растяжение $R_{car,n} = 3500 \text{ МПа}$ и модулем упругости $E_{car} = 230000 \text{ МПа}$;

$\gamma_c = 1,4$ – коэффициент надежности по материалу, принятый по рекомендациям Британского руководства по проектированию внешнего усиления;

$\gamma_{mn} = 1,4$ – коэффициент надежности по способу нанесения материала (ручной способ);

$\gamma_{ce} = 1,2$ – коэффициент надежности по материалу для модуля упругости.

Учитывая, что углепластик является линейно-деформируемым материалом, расчетная предельная деформация растяжения углепластика $\varepsilon_{car,d}$ определяется по формуле

$$\varepsilon_{car,d} = R_{car} / E_{car} = 1488 / 230000 = 0,00647. \quad (\text{П.7.32})$$

Во второй стадии расчет ведем в следующем порядке:

1. Принимаем величину относительной деформации бетона наиболее сжатой грани сечения $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{b,ult} = 0,0035$. В этом случае очевидно, что относительные деформации сжатой и растянутой арматуры, расположенной вблизи наиболее сжатой и наиболее растянутой грани сечения (рис. П.7.4), больше $\varepsilon_{so} = R_s / E_s = 260 / 200000 = 0,0013$, и тогда усилия в сжатой и растянутой арматуре можно определять по формуле [50, п. 5.2.12]

$$N_s = R_s \cdot A_s, \quad (\text{П.7.33})$$

2. Поскольку распределение деформаций по высоте сечения линейно (гипотеза плоских сечений), деформация наиболее растянутой грани сечения определяется по формуле

$$\varepsilon_{car} = \varepsilon_{b,ult}(h-x)/x - \varepsilon_{bto} . \quad (\text{П.7.34})$$

Принимая $\varepsilon_{car} = \varepsilon_{car,d} = 0,00647$ и $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$, определяем из (П.7.34) минимальную высоту сжатой зоны бетона при которой будут соблюдаться условия (П.7.27, П.7.29)

$$x_{min} = (\varepsilon_{b,ult} \cdot h) / (\varepsilon_{b,ult} + \varepsilon_{car,d} + \varepsilon_{bto}) = (0,0035 \cdot 585) / (0,0035 + 0,00647 + 0,00166) = 176 \text{ мм} . \quad (\text{П.7.35})$$

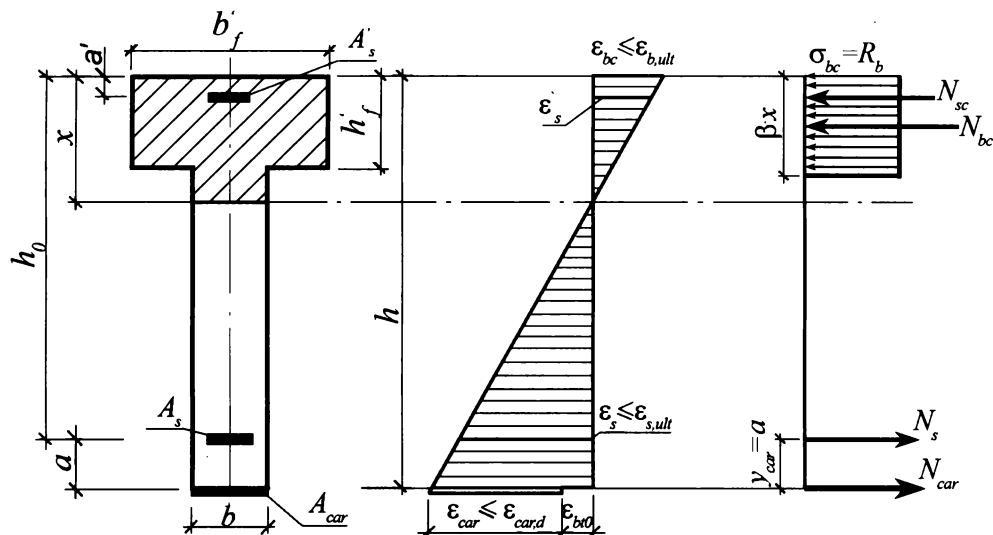


Рис. П.7.4. К расчету прочности усиленного сечения балки во второй стадии расчета

3. Из условия равновесия проекции всех сил на продольную ось определяем минимальную площадь сечения элемента усиления A_{car} . Условие равновесия запишется в виде

$$N_{bc} + N_{sc} - N_s - N_{car} = 0 , \quad (\text{П.7.36})$$

Так как нейтральная ось проходит в стенке балки, то равнодействующая усилий в сжатом бетоне равна

$$N_{bc} = N_{bc,f} + N_{bc,w} = R_b \cdot h_f' (b_f' - b) + R_b \cdot \beta \cdot x \cdot b , \quad (\text{П.7.37})$$

где $N_{bc,f}$, $N_{bc,w}$ – равнодействующие усилий в сжатой зоне бетона соответственно в полке и стенке;

$\beta = 0,8$ – коэффициент, принимаемый по рекомендациям EN 1992 EUROCODE 2 для принятого прямоугольного блока напряжений в сжатой зоне бетона (см. рис. П.7.4).

Тогда условие равновесия (П.7.36) запишется в виде

$$R_b \cdot h_f' (b_f' - b) + R_b \cdot \beta \cdot x \cdot b + R_{s\bar{n}} \cdot A_s' - R_s \cdot A_s - R_{car} \cdot A_{car} \cdot \gamma_{sr1} = 0 , \quad (\text{П.7.38})$$

где $\gamma_{sr1} = 0,9$ – коэффициент условий работы элемента усиления, принятый согласно [14, п. 6.28], вводимый к расчетному сопротивлению R_{car} в связи с тем, что нагрузка во время проведения усиления превышает 65% несущей способности балки – $M_g/M_{ult} = 150,9/169,8 = 0,89$.

Отсюда минимальная площадь элемента усиления A_{car} равна

$$A_{car} = \frac{R_b \cdot \dot{h}_f (b'_f - b) + R_b \cdot \beta \cdot x \cdot b + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s}{R_{car} \cdot \gamma_{sr1}} =$$

$$= \frac{11,4 \cdot 135(300 - 120) + 11,4 \cdot 0,8 \cdot 176 \cdot 120 + 260 \cdot 157 - 260 \cdot 1394}{1488 \cdot 0,9} = 110,5 \text{ мм}^2. \quad (\text{П.7.39})$$

Принимаем для усиления шесть слоев из углепластиковых холстов *SikaWrap® Hex-230C* (прил. 15) с общей толщиной $\delta_{car} = 1,5 \text{ мм}$ и минимальной шириной $b_{car} = 80 \text{ мм}$, с учетом закругления углов радиусом не менее 10 мм . Площадь сечения $A_{car} = 120 \text{ мм}^2$. В этом случае высота сжатой зоны (из условия (П.7.38) при $A_{car} = 120 \text{ мм}^2$) равна

$$x = \frac{R_s \cdot A_s + R_{car} \cdot A_{car} \cdot \gamma_{sr1} - R_b \cdot \dot{h}_f (b'_f - b) - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \beta \cdot b} =$$

$$= \frac{260 \cdot 1394 + 1488 \cdot 120 \cdot 0,9 - 11,4 \cdot 135(300 - 120) - 260 \cdot 157}{11,4 \cdot 0,8 \cdot 120} = 187,6 \text{ мм}. \quad (\text{П.7.40})$$

4. Проверяем условие прочности усиленного сечения по формуле

$$M_{\max} \leq M_{ult} = N_{bc,f} \cdot y_{b,f} + N_{bc,w} \cdot y_{b,w} + N_{sc} \cdot y_{sc} + N_{car} \cdot y_{car}, \quad (\text{П.7.41})$$

$y_{b,f}$, $y_{b,w}$, y_{sc} , y_{car} – расстояния от центра тяжести растянутого блока арматуры до равнодействующих соответственно в сжатой зоне бетона (полке и стенке), сжатой арматуре и элемента усиления, определяемые по формулам (см. рис. П.7.4):

$$y_{b,f} = h_0 - \dot{h}_f / 2 = 515 - 135 / 2 = 447,5 \text{ мм}; \quad (\text{П.7.42})$$

$$y_{b,w} = h_0 - \beta \cdot x / 2 = 515 - 0,8 \cdot 187,6 / 2 = 440,0 \text{ мм}; \quad (\text{П.7.43})$$

$$y_{sc} = h_0 - a' = 515 - 40 = 475 \text{ мм}; \quad (\text{П.7.44})$$

$$y_{car} = 70 \text{ мм};$$

$M_{\max} = 212,3 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$ – максимальный изгибающий момент от расчетных нагрузок, который будет действовать после усиления балки.

Условие прочности (П.7.41) с учетом (П.7.37, П.7.33, П.7.42...П.7.44) запишется в виде

$$M_{\max} \leq R_b \cdot \dot{h}_f (b'_f - b) y_{b,f} + R_b \cdot \beta \cdot x \cdot b \cdot y_{b,w} + R_{sc} \cdot A'_s \cdot y_{sc} + R_{car} \cdot A_{car} \cdot \gamma_{sr1} \cdot y_{car};$$

$$212,3 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} \leq 11,4 \cdot 135(300 - 120) \cdot 447,5 + 11,4 \cdot 0,8 \cdot 187,6 \cdot 120 \cdot 440,0 +$$

$$+ 260 \cdot 157 \cdot 475 + 1488 \cdot 120 \cdot 0,9 \cdot 70; \quad (\text{П.7.45})$$

$$212,3 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} < 123,97 + 90,34 + 19,39 + 11,25 = 244,95 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Условие прочности (П.7.45), а также условия непревышения предельных деформаций в сжатом бетоне, растянутой арматуре и элементе усиления (П.7.27...П.7.29) соблюдаются, следовательно, усиление балки подобрано верно. Можно для выполнения усиления вместо холстов применять ламели толщиной $1,2...1,4 \text{ мм}$ с той же шириной и близкими прочностными и деформационными характеристиками (см. прил. 15). В случае применения ламелей качество подготовки поверхности должно быть выше.

После проверки несущей способности усиленной балки необходимо проверить прочность сцепления элемента усиления с бетоном балки. При $\varepsilon_s > \varepsilon_{s0} = 0,0013$ условие прочности на сдвиг для обеспечения сцепления усиления с поверхностью балки записывается в виде

$$\frac{Q}{0,95 \cdot h_0 \cdot b_{car}} \leq R_{sh}, \quad (\text{П.7.46})$$

где $h_0 = 515 \text{ мм}$ – рабочая высота сечения балки;

$b_{car} = 80 \text{ мм}$ – ширина углепластикового холста;

R_{sh} – расчетное сопротивление бетона на сдвиг, определяемое по формуле

$$R_{sh} = 1,8 \cdot R_{bt} = 1,8 \cdot 0,86 = 1,548 \text{ МПа}, \quad (\text{П.7.47})$$

здесь $R_{bt} = 0,86 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона балки на растяжение (см. табл. П.7.2);

$Q = S B \gamma_n l_o / 2 = 2,406,010,5,84 / 2 = 42,05 \text{ кН}$ – поперечная сила от нагрузок, которые будут действовать после усиления балки.

При данных параметрах условие (П.7.46) соблюдается:

$$42,05 \cdot 10^3 / (0,95 \cdot 15 \cdot 80) = 1,074 \text{ МПа} < 1,548 \text{ МПа}.$$

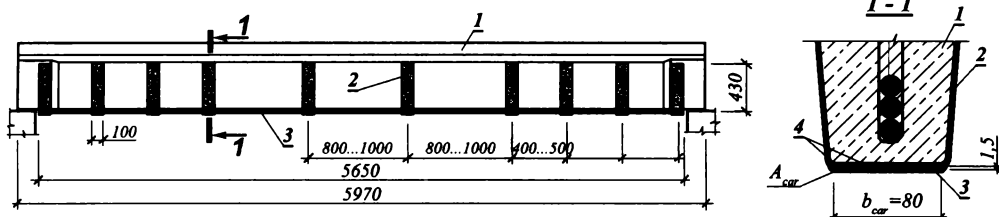


Рис. П.7.5. Усиление железобетонной балки углепластиковыми холстами:

1 – усиляемая железобетонная балка; 2 – бандаж из углепластиковых холстов шириной не менее 100 мм, наклеиваемые с шагом 400...1000 мм и обеспечивающие прочность сцепления и предотвращающие отслаивание элемента усиления; 3 – шесть слоев углепластиковых холстов, наклеенные на нижнюю поверхность балки при помощи клея на основе эпоксидной смолы; 4 – поверхность балки, подготовленная для наклеивания холстов (см. прил. 15)

6. Порядок производства работ по усилению балки

1. Провести работы по подготовке поверхности бетона балки в местах наклейки холстов в следующем порядке:

а. Удалить разрушившийся бетон в местах коррозионных поражений арматуры и слабopочный бетон. Очистить поверхность арматуры от продуктов коррозии.

б. Восстановить защитный слой бетона специальными составами - ЭМАКО S88C, Структурит 300 и др. (см. прил. 18), предварительно выполнив защитное покрытие арматуры.

в. Трещины раскрытием более 0,2 мм заделать полимерным клеем.

г. Выровненную поверхность отшлифовать и выровнять, удалив неровности более 3...4 мм/м. В местах наклейки бандажей закруглить углы радиусом более 10 мм. После этого удалить с поверхности пыль.

2. Нанести на нижнюю поверхность балки клей толщиной около 1 мм и при помощи жесткого валика приклеить один слой холста, удалив излишки клея. Через 30 мин укладываются таким же образом второй и последующие слои.

3. После наклейки шести слоев холстов наклеить бандаж (поз. 2).

4. Выполнить огнезащитное покрытие для повышения огнестойкости матрицы (полимерного клея).

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ КИРПИЧНОГО СТОЛБА СТАЛЬНОЙ ОБОЙМОЙ

1. Задание на проектирование

После проведения детального обследования, выявления дефектов и повреждений кирпичного столба, а также изменения функционального назначения здания и увеличения нагрузки на перекрытия после окончания реконструкции здания необходимо выполнить оценку его несущей способности согласно требованиям норм [10...12], сделать вывод о техническом состоянии кирпичного столба и необходимости его усиления.

2. Результаты обследования кирпичного столба

Для выяснения причин образования трещин в кирпичном столбе и определения необходимости усиления был выполнен проверочный расчет прочности столба первого этажа в осях Б/З.

а. Конструктивное решение здания

Здание многоэтажное, общественное, с жесткой конструктивной схемой и сборными железобетонными перекрытиями. Высотные отметки приведены на *рис. П.8.1*. Столб расположен в осях Б/З, имеет сечение 0,56х0,56 м с учетом штукатурного слоя, толщиной 25 мм.

В отм. +4,200 м на столб опираются стальные балки перекрытия марки БМ (двутавр №30Б2) высотой 300 мм, по которым уложен железобетонный настил из пустотных плит перекрытия марки ПК толщиной 220 мм и пол толщиной 80 мм. На перекрытии расположены помещения административного персонала.

В отм. +8,400 м на столб опирается железобетонный ригель марки Р2 (высота ригеля 450 мм), на полки которого уложены пустотные плиты перекрытия марки ПК и пол толщиной 80 мм. На перекрытии в осях А-В/2-4 расположены коридор и фойе.

В результате обследования были обнаружены повреждения кладки столба – волосные трещины длиной 150...170 мм, т.е. трещины пересекают до двух рядов кладки. Следовательно, принимаем коэффициент снижения несущей способности кирпичного столба $K_{mp} = 0,9$ по *табл. 4.1* или [12, *табл. 1*].

б. Расчетные характеристики материалов

По результатам обследования здания и проведенных лабораторных испытаний материалов столб выполнен из глиняного кирпича пластического прессования полного М125 на растворе М50. По проекту марка кирпича М150, марка раствора М75.

Расчетные характеристики каменной кладки принимались по *прил. 14* [10, *табл. 2, 15*] и приведены в *табл. П.8.1*. Расчетные сопротивления принимаем без понижающего коэффициента $\kappa = 0,85$ (см. *прил. 14, табл. П.14.1*), так как, по данным обследования, раствор применялся с добавлением извести. Коэффициент условий работы кладки, учитывающий площадь сечения конструкции, принимаем равным $\gamma_c = 0,8$ (см. *прил. 14*), так как площадь сечения столба $A = 0,51 \times 0,51 = 0,26 \text{ м}^2$, что меньше $0,30 \text{ м}^2$. Твердение раствора продолжалось более года, но так как в кладке по результатам обследования имеются повреждения (трещины), принимаем коэффициент $\gamma_c = 1,0$. Следовательно, общий коэффициент условий работы равен $\gamma_c = 0,8$.

Характеристики каменной кладки по прил. 14 или по [10] с учетом $\gamma_c = 0,8$

Марка кирпича/ Марка раствора	Расчетное сопротивление R кладки сжатию, МПа	Упругая характеристика кладки α [10, табл. 15]
M125/M50	1,36	1000

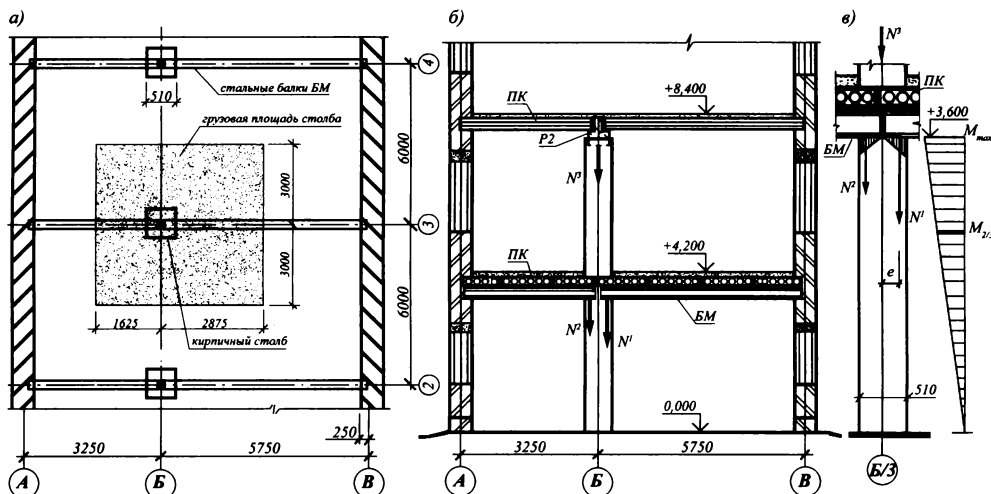


Рис. П.8.1. Фрагмент плана (а), разреза здания (б) и расчетная схема кирпичного столба в осях Б/3 (в) (на плане плиты перекрытия условно не показаны)

б. Нагрузки и усилия, возникающие в столбе

Нагрузки определяем с учетом коэффициента надежности по ответственности здания [4, прил. 7*] $\gamma_n = 0,95$, уровень ответственности здания II – нормальный.

Столб рассчитываем в трех сечениях по высоте столба (рис. П.8.1):

- сечение I-I – в уровне низа балки перекрытия, где действует максимальный изгибающий момент M_{max} и соответствующая продольная сила N , а коэффициент $\varphi = 1,0$;
- сечение II-II – на $1/3$ от низа балки перекрытия, где действует изгибающий момент $M = 2/3 M_{max}$ и соответствующая продольная сила N , а коэффициент $\varphi < 1,0$;
- сечение III-III – в уровне пола первого этажа, где изгибающий момент $M = 0$ и действует максимальная продольная сила N , а коэффициент $\varphi = 1,0$.

Определим постоянные расчетные нагрузки от конструкций перекрытий на отм. +4,200 м и +8,400 м. Постоянные нагрузки равны:

- от веса пустотных железобетонных плит перекрытия марки ПК $g_{пл.} = 3,3 \text{ кПа}$;
- пола $g_{пол} = 1,1 \text{ кПа}$;
- от собственного веса стальных балок на отм. +4,200 м $g_6 = 0,12 \text{ кПа}$;
- от собственного веса ж/б ригеля на отм. +8,400 м

$$g_{риг.} = G_{риг.} \gamma_f / (L_{риг.} B_{риг.}) = 19,2 \text{ кН} \cdot 1,1 / (6,4 \cdot 5) = 0,74 \text{ кН/м}^2 = 0,74 \text{ кПа}.$$

Тогда расчетные постоянные нагрузки равны:

- на отм. +4,200 м $g_{пер.} = (g_{пл.} + g_{пол} + g_6) \gamma_n = (3,3 + 1,1 + 0,12) 0,95 = 4,29 \text{ кПа}$;
- на отм. +8,400 м $g_{пер.} = (g_{пл.} + g_{пол} + g_{риг.}) \gamma_n = (3,3 + 1,1 + 0,74) 0,95 = 4,88 \text{ кПа}$.

Определим нагрузку на кирпичный столб от собственного веса кирпичной кладки. Продольная сила от собственного веса столба составит:

– в уровне низа балки перекрытия в отм. +3,600 м (I сечение)

$$N_{cm.} = h b H \gamma_{кл.} \gamma_f \gamma_n = 0,56 \cdot 0,56 \cdot 4,18 \cdot 18,0 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 24,7 \text{ кН},$$

где $h = b = 0,56 \text{ м}$ – высота и ширина сечения столба с учетом штукатурки;

$H = (8,40 - 0,40 - 3,60 - 0,22) = 4,18 \text{ м}$ – высота кирпичной кладки столба от точки опирания ригеля P2 на столб до низа балок перекрытия на отм. +4,200 м (толщина перекрытия на отм. +8,400 м с учетом высоты ригеля равна 0,4 м);

$$\gamma_{кл.} = 18 \text{ кН/м}^3 \text{ – удельный вес кирпичной кладки;}$$

$$\gamma_f = 1,1 \text{ – коэффициент надежности по нагрузке (собственный вес каменной конструкции);}$$

– в уровне 1/3 высоты столба на первом этаже (II сечение)

$$N_{cm.} = h b H \gamma_{кл.} \gamma_f \gamma_n = 0,56 \cdot 0,56 \cdot 5,38 \cdot 18,0 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 31,7 \text{ кН},$$

где $H = (4,18 + 3,6/3) = 5,38 \text{ м}$ – высота столба от точки опирания ригеля P2 на столб до 2/3 высоты столба на первом этаже;

– в уровне отметки пола первого этажа (III сечение)

$$N_{cm.} = h b H \gamma_{кл.} \gamma_f \gamma_n = 0,56 \cdot 0,56 \cdot 7,78 \cdot 18,0 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 45,9 \text{ кН},$$

где $H = 4,18 + 3,60 = 7,78 \text{ м}$ – высота столба от точки опирания ригеля P2 на столб до пола первого этажа (пол первого этажа выполнен на бетонном основании).

Определим временные нагрузки на кирпичный столб.

Временные расчетные нагрузки на перекрытия, определенные в результате обследования, соответствуют временной полезной нагрузке на перекрытия согласно расположенным на перекрытиях помещениям по [4, табл. 3, поз. 2 и 12, а] и составляют:

– на отм. +4,200 м по [4, табл. 3, поз. 12.а] $v = v^u \gamma_f \gamma_n = 3,0 \text{ кПа} \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 3,42 \text{ кПа}$;

– на отм. +8,400 м по [4, табл. 3, поз. 2] $v = v^u \gamma_f \gamma_n = 2,0 \text{ кПа} \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 2,28 \text{ кПа}$.

Продольные усилия от постоянных и временных нагрузок на отм. + 4,200 м.

Так как здание двухпролетное и величина пролетов различна, определяем отдельно продольные силы от постоянной и временной нагрузок для левого N^2 (меньшего) и правого N^1 (большого) пролетов.

От постоянных нагрузок:

$$N^1_g = g_{пер.} \cdot A^1_{zp} = 4,29 \cdot 17,25 = 74,0 \text{ кН}, \quad N^2_g = g_{пер.} \cdot A^2_{zp} = 4,29 \cdot 9,75 = 41,8 \text{ кН},$$

где $A^1_{zp.} = (5,75/2) \cdot 6,0 = 17,25 \text{ м}^2$ – грузовая площадь столба для правой части перекрытия;

$A^2_{zp.} = (3,25/2) \cdot 6,0 = 9,75 \text{ м}^2$ – грузовая площадь столба для левой части перекрытия.

От временных нагрузок:

$$N^1_v = v \cdot A^1_{zp} = 3,42 \cdot 17,25 = 59,0 \text{ кН}, \quad N^2_v = v \cdot A^2_{zp} = 3,42 \cdot 9,75 = 33,3 \text{ кН}..$$

Продольные усилия от постоянных и временных нагрузок на отм. +8,400 м.

$$\text{Продольная сила от постоянной нагрузки: } N^3_g = g_{пер.} \cdot A_{zp.} = 4,88 \cdot 27,0 = 131,8 \text{ кН}.$$

$$\text{Продольная сила от временной нагрузки: } N^3_v = v \cdot A_{zp.} = 2,28 \cdot 27,0 = 61,6 \text{ кН}.$$

Определим изгибающий момент, который возникает в I и II сечениях в связи с неравными пролетами, примыкающими к столбу. Максимальный изгибающий момент определяем при самом неблагоприятном загрузении перекрытия на отм. +4,200 м, когда меньший пролет не загружен временной нагрузкой, а правый (большой) пролет загружен полностью.

При определении изгибающего момента для расчета сечений кирпичного столба учитываем снижение временных нагрузок умножением на коэффициент соче-

тания ψ_{A_1} по [4, п. 3.9]. Поскольку момент создается в основном от временных нагрузок, действующих с грузовой площади, равной $A'_{zp.} = (5,75/2)6,0 = 17,25 \text{ м}^2$, при определении момента вводим коэффициент сочетания ψ_{A_1} для временных нагрузок от одного перекрытия, который равен

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A'_{zp.}}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{17,25}{9}}} = 0,834. \quad (\text{П.8.1})$$

В этом случае момент равен

$$M_{\text{пmax}} = (N_g^I + N_v^I \cdot \psi_{A_1} - N_g^2)e = (74,0 + 59,0 \cdot 0,834 - 41,8)0,185 \text{ м} = 15,1 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{П.8.2})$$

где $e = h/2 - 0,070 = 0,51/2 - 0,070 = 0,185 \text{ м}$ – эксцентриситет приложения продольной силы. Точку приложения продольной сосредоточенной силы N принимаем в центре тяжести треугольной эпюры опорного давления стальных балок, но не далее 70 мм от грани столба. При глубине опирания балок на кирпичный столб 250 мм расстояние от грани столба до центра тяжести эпюры давления составит 0,083 м. Принимаем 0,07 м.

Определим продольные силы в сечениях столба.

При определении продольных усилий для расчета сечений кирпичного столба, который воспринимает нагрузки от двух перекрытий, значения временных нагрузок следует снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_I согласно [4, п. 3.9].

Продольные усилия в сечениях I и II определяем без учета временной нагрузки с меньшего пролета на отм. +4,200 м, тогда коэффициент сочетаний равен

$$\psi_I = 0,4 + \frac{\psi_{A_1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,79 - 0,4}{\sqrt{2}} = 0,676, \quad (\text{П.8.3})$$

где $n = 2$ – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете столба;

ψ_{A_1} – коэффициент сочетания для временных нагрузок от одного перекрытия,

который в связи с различием грузовых площадей определяем как среднее значение для перекрытий на отм. +4,200 м и +8,400 м;

– для перекрытия на отм. +4,200 м

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A'_{zp.}}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{17,25}{9}}} = 0,834 \quad (\text{П.8.4})$$

$$\text{– для перекрытия на отм. +8,400 м} \quad \psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A'_{zp.}}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{27}{9}}} = 0,746, \quad (\text{П.8.5})$$

здесь $A_{zp.} = (5,75/2 + 3,25/2)6,0 = 27,0 \text{ м}^2$ – грузовая площадь столба.

Среднее значение коэффициента сочетания $\psi_{A_1} = 0,79$.

Продольное усилие в сечении III определяем от всех нагрузок, в том числе и временных, тогда коэффициент сочетания для временных нагрузок равен

$$\psi_1 = 0,4 + \frac{\psi_{A_1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,746 - 0,4}{\sqrt{2}} = 0,645.$$

Усилия, возникающие в сечениях столба, равны:

- в сечении I возникают:
 - максимальный изгибающий момент $M_{\max} = 15,1 \text{ кНм}$;
 - продольная сила N . Продольную силу определяем с учетом коэффициента сочетания $\psi_1 = 0,676$ для временной нагрузки

$$N = N_{\text{ст.}} + N^I_g + N^I_v \psi_1 + N^2_g + N^3_g + N^3_v \psi_1 =$$

$$= 24,7 + 74,0 + 59,0 \cdot 0,676 + 41,8 + 131,8 + 61,6 \cdot 0,676 = 353,8 \text{ кН};$$
- в сечении II возникают:
 - изгибающий момент $M = 2M_{\max}/3 = 10,1 \text{ кНм}$;
 - продольная сила N . Продольную силу определяем с учетом коэффициента сочетания $\psi_1 = 0,676$ для временной нагрузки

$$N = N_{\text{ст.}} + N^I_g + N^I_v \psi_1 + N^2_g + N^3_g + N^3_v \psi_1 =$$

$$= 31,7 + 74,0 + 59,0 \cdot 0,676 + 41,8 + 131,8 + 61,6 \cdot 0,676 = 360,8 \text{ кН};$$
- в сечении III возникают:
 - изгибающий момент $M = 0,0$;
 - максимальная продольная сила $N_{\max}$. Продольную силу определяем с учетом коэффициента сочетания $\psi_1 = 0,645$ для временной нагрузки

$$N_{\max} = N_{\text{ст.}} + N^I_g + N^I_v \psi_1 + N^2_g + N^2_v \psi_1 + N^3_g + N^3_v \psi_1 =$$

$$= 45,9 + 74,0 + 59,0 \cdot 0,645 + 41,8 + 33,3 \cdot 0,645 + 131,8 + 61,6 \cdot 0,645 = 392,8 \text{ кН}.$$

3. Определение несущей способности столба

Проверяем несущую способность столба на действие нагрузок, определенных в результате обследования здания.

Расчетная длина столба $l_0 = 0,9H = 3,51 \text{ м}$, так как перекрытие в отм. +4,200 м выполнено из стальных балок с настилом из сборных железобетонных плит, которые заделаны в стены, следовательно, можно принять, что опора столба в горизонтальном направлении жесткая [10, п. 6.7, п. 4.3]. Высота столба от низа плит перекрытия до пола первого этажа – $H = 4,2 - 0,30 = 3,90 \text{ м}$.

Проверяем несущую способность столба в I (верхнем) сечении столба.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести столба

$$e_0 = M_{\max}/N = 15,1/353,8 = 0,0427 \text{ м}.$$

Прочность столба проверяем, руководствуясь указаниями [10, п. 4.7], принимая коэффициент $m_g = 1$, так как размеры сечения столба больше 300 мм. При этом в верхнем опорном сечении столба коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1$ (см. прил. 14).

Определяем несущую способность столба по формуле

$$N = 353,8 \text{ кН} > m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,36 \cdot 10^3 \cdot 0,217 \cdot 1,084 = 319,9 \text{ кН}, \quad (\text{П.8.6})$$

где A_c – площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы N по формуле

$$A_c = A(1 - 2e_0/h) = 0,51 \cdot 0,51(1 - 2 \cdot 0,0427/0,51) = 0,217 \text{ м}^2; \quad (\text{П.8.7})$$

$h = 0,51 \text{ м}$ – высота сечения столба в плоскости действия момента;

ω – коэффициент, учитывающий эффект обоймы, определяемый по формуле

$$\omega = 1 + e_o/h = 1 + 0,0427/0,51 = 1,084 < 1,45. \quad (\text{П.8.8})$$

Проверяем несущую способность столба во II сечении.

Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести столба $e_o = M/N = 10,1/360,8 = 0,0280$ м.

Во II сечении коэффициент $\varphi < 1,0$. Определяем его в соответствии с [10, п. 4.7, табл. 18] или по прил. 14, табл. П.14.4 по формуле

$$\varphi_I = (\varphi + \varphi_o)/2 = (0,942 + 0,908)/2 = 0,925, \quad (\text{П.8.9})$$

где $\varphi = 0,942$ – коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия момента, определяемый по расчетной высоте столба l_o по [10, табл. 18] для гибкости $\lambda_h = l_o/h = 3,51/0,51 = 6,88$ и упругой характеристики сечения $\alpha = 1000$;

$\varphi_o = 0,908$ – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте столба H по [10, табл. 18] для гибкости $\lambda_{hc} = H/h_c = 3,90/0,454 = 8,59$ и упругой характеристики сечения $\alpha = 1000$.

Высота сжатой части сечения определяется как для прямоугольного сечения по формуле $h_c = h - 2e_o = 0,51 - 2 \cdot 0,0280 = 0,454$ м.

Определяем несущую способность столба по формуле (П.8.6)

$$N = 360,8 \text{ кН} > m_g \cdot \varphi_I \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1,0 \cdot 0,925 \cdot 1,36 \cdot 10^3 \cdot 0,232 \cdot 1,055 = 307,9 \text{ кН},$$

где $A_c = A(1 - 2e_o/h) = 0,51 \cdot 0,51(1 - 2 \cdot 0,0280/0,51) = 0,232 \text{ м}^2$;

$$\omega = 1 + e_o/h = 1 + 0,0280/0,51 = 1,055 < 1,45.$$

Проверяем несущую способность столба в III сечении.

Прочность столба проверяем, руководствуясь указаниями [10, п. 4.7], принимая коэффициент $m_g = 1$, так как размеры сечения столба больше 300 мм. При этом в нижнем опорном сечении столба коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1$.

Определяем несущую способность столба по формуле (П.8.6)

$$N_{\max} = 392,8 \text{ кН} > m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,36 \cdot 10^3 \cdot 0,2601 = 353,7 \text{ кН}.$$

Следовательно, действующие нагрузки превышают несущую способность кирпичного столба на 11%, 17% и 11% соответственно для сечений I, II, III.

Как следует из результатов расчета, прочность кирпичной кладки столба на сжатие во всех трех сечениях недостаточна для восприятия нагрузок, которые действуют во время проведения обследования, а так как после реконструкции предполагается изменение функционального назначения здания и соответственно увеличение временных нагрузок на перекрытия, то необходимо проведение усиления столба.

4. Расчет необходимости временного подкрепления столба

Определим, есть ли необходимость во временном подкреплении столба до проведения работ по его усилению. Поврежденные каменные конструкции подлежат временному усилению, если их несущая способность недостаточна для восприятия фактически действующих нагрузок на рассматриваемый элемент, т.е. необходимо проверить условие

$$K_{\delta n} \cdot F \geq \Phi \cdot K_{mp}, \quad (\text{П.8.10})$$

где F – фактическая нагрузка на рассматриваемую конструкцию в момент обследования;

$K_{\delta n} = 1,70$ – коэффициент безопасности для неармированной кладки;

Φ – несущая способность конструкции без учета повреждений, определяемая по фактическим значениям площади сечения, гибкости и прочности материалов кладки;

$K_{mp} = 0,90$ – коэффициент снижения несущей способности каменных конструкций при наличии повреждений (трещин, сколов, повреждений при пожаре и т.п.).

Несущую способность кладки без учета повреждений (Φ) следует определять в соответствии с [10] путем подстановки в правую часть формулы среднего предела прочности кладки. При известной марке кирпича и раствора средний предел прочности кладки R принимается равным удвоенной величине расчетного сопротивления кладки. Проверяем II сечение столба

$$\begin{aligned} \kappa_{\text{сн}} \cdot F &= 1,70 \cdot 360,8 = 613,4 \text{ кН} > \Phi \cdot \kappa_{\text{пр}} = (m_g \cdot \varphi_1 \cdot 2 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega) 0,9 = \\ &= (1,0 \cdot 0,925 \cdot 2 \cdot 1,36 \cdot 10^3 \cdot 0,232 \cdot 1,055) 0,9 = 554,2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Следовательно, до проведения работ по усилению кладки необходимо либо разгрузить столб, либо выполнить временное усиление подведением разгружающих стоек.

5. Расчет усиления столба стальной обоймой

Для усиления столба принимаем обойму, выполненную из стальных уголков. Стальная обойма (рис. П.8.2) выполняется из вертикальных стальных уголков с полками 50 мм, устанавливаемых на растворе по углам кирпичного столба, с предварительно удаленной штукатуркой, и хомутов из полосовой стали сечением 40х6 мм, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами принимается не более размера сечения и не более 500 мм. Принимаем расстояние 500 мм.

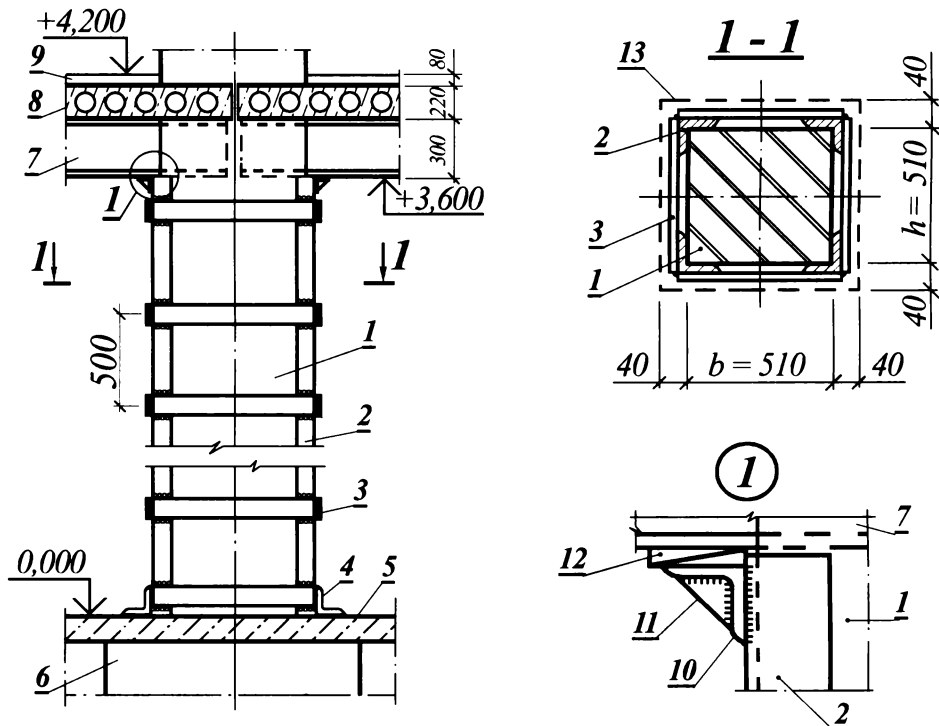


Рис. П.8.2. Усиление кирпичного столба стальной обоймой:

1 – кирпичный столб; 2 – металлический уголок № 50х5; 3 – поперечные планки сечением 40х6 мм; 4 – опорный уголок; 5 – бетонное основание пола; 6 – фундамент; 7 – двутавровая балка перекрытия; 8 – пустотная плита перекрытия марки ПК; 9 – пол; 10 – упорный уголок № 75; 11 – ребро жесткости; 12 – стальные клинья; 13 – штукатурный слой (раствор марки 50...100)

Перед установкой уголков необходимо провести разгрузку столба временными стойками. Для включения стальных уголков в работу в данном случае применяется подклинка. Для увеличения эффекта обжатия кладки и обеспечения совместной работы обоймы с кладкой поперечные планки привариваются к уголкам в нагретом до 120...200 °С состоянии.

После выполнения стальной обоймы она должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25...30 мм по металлической сетке.

Здание после реконструкции меняет свое функциональное назначение. Временные полезные нагрузки увеличатся. Помещения на отм. +4,200 м будут относиться к вестибюлям и фойе по [4, табл. 3, поз. 12, б] с полной нормативной временной нагрузкой $v^H = 4,0 \text{ кПа}$. Помещения на отм.+8,400 м будут относиться к залам по [4, табл. 3, поз. 4, б] с полной нормативной временной нагрузкой $v^H = 3,0 \text{ кПа}$. Тогда временная расчетная нагрузка на перекрытия с учетом ее увеличения после реконструкции составит:

– на отм. +4,200 м $v = v^H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 4,0 \text{ кПа} \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 4,56 \text{ кПа}$;

– на отм. +8,400 м $v = v^H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 3,0 \text{ кПа} \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 3,42 \text{ кПа}$.

Определим усилия, которые будут возникать в сечениях усиленного столба после реконструкции здания. При определении усилий учитываем, что после реконструкции временные полезные нагрузки на перекрытия увеличатся, помещения относятся к [4, табл. 3, поз. 4.6, 12.6], грузовая площадь столба $A_{zp} = 27,0 \text{ м}^2$. В этом случае коэффициент сочетания для временной нагрузки $\psi_1 = 1,0$ [4, п. 3.8, б].

$$N_v^1 = v \cdot A_{zp}^1 = 4,56 \cdot 17,25 = 78,7 \text{ кН}, \quad N_v^2 = v \cdot A_{zp}^2 = 4,56 \cdot 9,75 = 44,5 \text{ кН},$$

$$N_v^3 = v \cdot A_{zp} = 3,42 \cdot 27,0 = 92,3 \text{ кН}.$$

В этом случае момент равен

$$M_{\max} = (N_g^1 + N_v^1 - N_g^2) e = (74,0 + 78,7 - 41,8) 0,185 \text{ м} = 20,52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольные усилия после реконструкции здания равны:

- в сечении I возникают:

– максимальный изгибающий момент $M_{\max} = 20,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

– продольная сила $N = N_{cm} + N_g^I + N_v^I + N_g^2 + N_g^3 + N_v^3 =$
 $= 24,7 + 74,0 + 78,7 + 41,8 + 131,8 + 92,3 = 443,3 \text{ кН};$

- в сечении II возникают:

– изгибающий момент $M = 2 M_{\max} / 3 = 13,68 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

– продольная сила $N = N_{cm} + N_g^I + N_v^I + N_g^2 + N_g^3 + N_v^3 =$
 $= 31,7 + 74,0 + 78,7 + 41,8 + 131,8 + 92,3 = 450,3 \text{ кН};$

- в сечении III возникают:

– изгибающий момент $M = 0,0$;

– максимальная продольная сила $N_{\max} = N_{cm} + N_g^I + N_v^I + N_g^2 + N_v^2 + N_g^3 + N_v^3 =$
 $= 45,9 + 74,0 + 78,7 + 41,8 + 44,5 + 131,8 + 92,3 = 509 \text{ кН}.$

Расчет кирпичного столба, усиленного стальной обоймой (рис. П.8.3), при внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по [11] по формуле

$$N \leq \psi \cdot \varphi \left[(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5\mu}{(1+2,5\mu)} \frac{R_{sw}}{100}) A + R_{sc} \cdot A_s \right]. \quad (\text{П.8.11})$$

Проведем расчеты для трех сечений столба.

Сечение I

Проверим эффективность применения обоймы в случае внецентренного сжатия по формуле $e_o = M_{max}/N = 20,52/443,3 = 0,0463 \text{ м} \leq 0,17h = 0,0867 \text{ м}$, следовательно, применение обоймы эффективно.

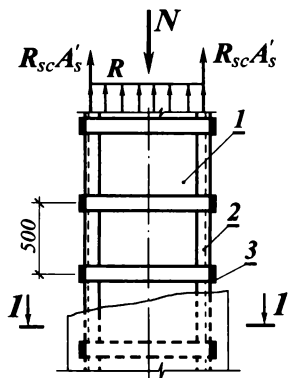


Рис. П.8.3. Расчетная схема усилий нормального сечения кирпичного столба, усиленного стальной обоймой:

1 – кирпичный столб; 2 – металлический уголок № 50х5;
3 – поперечные планки сечением 40х6 мм

Условие прочности (формула (П.8.7)) для I сечения:

$$443,3 \text{ кН} \leq 0,818 \cdot 1,0 \left[\left(1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,36 + 0,637 \frac{2,5 \cdot 0,376}{(1 + 2,5 \cdot 0,376)} \frac{150}{100} \right) 0,26 \cdot 10^6 + 190 \cdot 1920 \right];$$

$$443,3 \text{ кН} \leq 599,6 \text{ кН}.$$

Коэффициенты ψ и η определяются по формулам:

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_o}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,0463}{0,51} = 0,818; \quad (\text{П.8.12})$$

$$\eta = 1 - \frac{4 \cdot e_o}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,0463}{0,51} = 0,637. \quad (\text{П.8.13})$$

$A = 0,51 \times 0,51 = 0,26 \text{ м}^2 = 0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$ – площадь сечения усиливаемой кладки;

$A'_s = 4480 = 1920 \text{ мм}^2$ – площадь сечения продольных уголков стальной обоймы № 50х5 (минимальный размер уголков);

$R_{sw} = 150 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление поперечных планок (принимается как для арматуры класса А-I по табл. 4.4);

$R_{sc} = 190 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление уголков обоймы при условии передачи нагрузки на уголки обоймы с двух сторон (табл. 4.4);

$\varphi = 1,0$ – коэффициент продольного изгиба определяется как для неусиленной кладки;

$m_g = 1,0$;

m_k – коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 0,70 – для кладки с трещинами;

μ – процент армирования поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{h \cdot b \cdot S} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 240(510 + 510)}{510 \cdot 510 \cdot 500} 100 = 0,376, \quad (\text{П.8.14})$$

здесь $h = b = 0,51 \text{ м}$ – размеры сторон усиливаемого кирпичного столба;

$A_s = 40 \times 6 = 240 \text{ мм}^2$ – площадь поперечного сечения планки;

$S = 500 \text{ мм}$ – расстояние между осями поперечных планок.

Сечение II

$$e_o = M/N = 13,68/450,3 = 0,0304 \text{ м} \leq 0,17h = 0,0867.$$

Коэффициенты ψ и η равны

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_o}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,0304}{0,51} = 0,881; \quad \eta = 1 - \frac{4 \cdot e_o}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,0304}{0,51} = 0,762,$$

$\varphi = 0,925$ – коэффициент продольного изгиба определяется как для неусиленной кладки в сечении II (см. формулу (П.8.9));

Условие прочности для II сечения:

$$450,3 \text{ кН} \leq 0,881 \cdot 0,925 \left[\left(1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,36 + 0,762 \frac{2,5 \cdot 0,376}{(1 + 2,5 \cdot 0,376)} \frac{150}{100} \right) 0,26 \cdot 10^6 + 190 \cdot 1920 \right];$$

$$450,3 \text{ кН} \leq 616,3 \text{ кН}.$$

Сечение III.

$M = 0,0$. Коэффициенты: $\psi = 1,0$, $\eta = 1,0$, $\varphi = 1,0$.

Условие прочности для III сечения:

$$509 \text{ кН} \leq 1,0 \cdot 1,0 \left[\left(1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,36 + 1,0 \frac{2,5 \cdot 0,376}{(1 + 2,5 \cdot 0,376)} \frac{150}{100} \right) 0,26 \cdot 10^6 + 190 \cdot 1920 \right];$$

$$509 \text{ кН} \leq 801,3 \text{ кН}.$$

Условие прочности усиленного кирпичного столба выполняется во всех трех сечениях, следовательно, усиление выполнено правильно.

Можно подобрать сечение поперечных планок, решив неравенство (П.8.11) относительно μ , а потом определить площадь сечения A_s по формуле (П.8.14) и далее ширину и толщину планок, принимая их не менее $35 \times 4 \text{ мм}$.

СОРТАМЕНТ СТАЛЬНОГО ПРОКАТА

Таблица П.9.1

Двутавровые балки (по ГОСТ 8239-72*)

Номер балки	Размер, мм				A , см ²	I_x , см ⁴	I_y , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	Масса 1 м, кг
	h	b	d	t						
10	100	55	4,5	7,2	12,0	198	17,9	39,7	23	9,46
12	120	64	4,8	7,3	14,7	350	27,9	58,4	33,7	11,5
14	140	73	4,9	7,5	17,4	572	41,9	81,7	46,8	13,7
16	160	81	5,0	7,8	20,2	873	58,6	109	62,3	15,9
18	180	90	5,1	8,1	23,4	1290	82,6	143	81,4	18,4
20	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	115	184	104	21,0
22	220	110	5,4	8,7	30,6	2550	157	232	131	24,0
24	240	115	5,6	9,5	34,8	3460	198	289	163	27,3
27	270	125	6,0	9,8	40,2	5010	260	371	210	31,5
30	300	135	6,5	10,2	46,5	7080	337	472	268	36,5
33	330	140	7,0	11,2	53,8	9840	419	597	339	42,2
36	360	145	7,5	12,3	61,9	13380	516	743	423	48,6
40	400	155	8,3	13,0	72,7	19062	667	953	545	57,0
45	450	160	9,0	14,2	84,7	27696	808	1231	708	66,5
50	500	170	10,0	15,2	100,0	39727	1043	1589	919	78,5

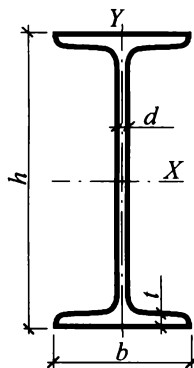
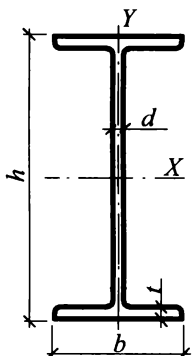


Таблица П.9.2

Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок (по ГОСТ 26020-83).

Б – нормальный (балочный). Ш – широкополочный, К – колонный

Номер балки	Размер, мм				A , см ²	I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	Масса 1 м, кг
	h	b	d	t					
10Б1	100	55	4,1	5,7	10,32	171	34,2	19,7	8,1
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	11,3	257	43,8	24,9	8,7
12Б2	120	64	4,4	6,3	13,21	318	53	30,4	10,4
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	13,39	435	63,3	35,8	10,5
14Б2	140	73	4,7	6,9	16,43	541	77,3	44,2	12,9
16Б1	157	82	4	5,9	16,18	689	87,8	49,5	12,7
16Б2	160	82	5	7,4	20,09	869	108,7	61,9	15,8
18Б1	177	91	4,3	6,5	19,58	1063	120,1	67,7	15,4
18Б2	180	91	5,3	8	23,95	1317	146,3	83,2	18,8
20Б1	200	100	5,6	8,5	28,49	1943	194,3	110,3	22,4
23Б1	230	110	5,6	9,0	32,91	2996	260,5	147,2	25,8
26Б1	258	120	5,8	8,5	35,62	4024	312,0	176,6	28,0
26Б2	261	120	6,0	10,0	39,70	4654	356,6	201,5	31,2
30Б1	296	140	5,8	8,5	41,92	6328	427,0	240,0	32,9
30Б2	299	140	6,0	10,0	46,67	7293	487,8	273,8	36,6
35Б1	346	155	6,2	8,5	49,53	10060	581,7	328,6	38,9
35Б2	349	155	6,5	10,0	55,17	11550	662,2	373	43,3
40Б1	392	165	7,0	9,5	61,25	15750	803,6	456	48,1
40Б2	396	165	7,5	11,5	69,72	18530	935,7	529,7	54,7
45Б1	443	180	7,8	11,0	76,23	24940	1125,8	639,5	59,8
45Б2	447	180	8,4	13,0	85,96	28870	1291,9	732,9	67,5
50Б1	492	200	8,8	12,0	92,98	37160	1511,0	860,4	73,0
50Б2	496	200	9,2	14,0	102,8	42390	1709,0	970,2	80,7

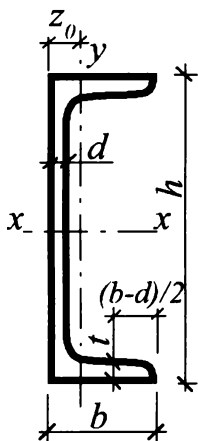


Номер балки	Размер, мм				A , см ²	I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	Масса 1 м, кг
	h	b	d	t					
20Ш1	193	150	6,0	9,0	38,95	2660	275	153	30,6
23Ш1	226	155	6,5	10,0	46,08	4260	377	210	36,2
26Ш1	251	180	7,0	10,0	54,37	6225	496	276	42,7
26Ш2	255	180	7,5	12,0	62,73	7429	583	325	49,7
30Ш1	291	200	8,0	11,0	68,31	10400	715	398	53,6
30Ш2	295	200	8,5	13,0	77,65	12200	827	462	61,0
30Ш3	299	200	9,0	15,0	87,0	14040	939	526	68,3
35Ш1	338	250	9,5	12,5	95,67	19790	1171	651	75,1
35Ш2	341	250	10,0	14,0	104,74	22070	1295	721	82,2
35Ш3	345	250	10,5	16,0	116,3	25140	1458	813	91,3
40Ш1	388	300	9,5	14,0	122,4	34360	1771	976	96,1
40Ш2	392	300	11,5	16	141,6	39700	2025	1125	111,1
20К1	195	200	6,5	10,0	52,82	3820	392	216	41,5
20К2	198	200	7,0	11,5	59,70	4422	447	247	46,9
23К1	227	240	7,0	10,5	66,51	6589	580	318	52,2
23К2	230	240	8,0	12,0	75,77	7601	661	365	59,5
26К1	255	260	8,0	12,0	83,08	10300	809	445	65,2
26К2	258	260	9,0	13,5	93,19	11700	907	501	73,2
26К3	262	260	10,0	15,5	105,9	13560	1035	576	83,1
30К1	296	300	9,0	13,5	108,0	18110	1223	672	84,8
30К2	300	300	10,0	15,5	122,7	20930	1395	771	96,3
30К3	340	300	11,5	17,5	138,72	23910	1573	874	108,9

Таблица П.9.3

Горячекатаные швеллеры (по ГОСТ 8240-89)

Номер швел- лера	Размер, мм				A , $см^2$	I_x , $см^4$	I_y , $см^4$	W_x , $см^3$	S_x , $см^3$	z_0 , $см$	Мас- са l м, кг
	h	b	d	t							
Швеллеры с уклоном внутренних граней											
8	80	40	4,5	7,4	8,98	89,4	12,8	22,4	13,3	1,31	7,05
10	100	46	4,5	7,6	10,9	174	20,4	34,8	20,4	1,44	8,59
12	120	52	4,8	7,8	13,3	304	31,2	50,6	29,6	1,54	10,4
14	140	58	4,9	8,1	15,6	491	45,4	70,2	40,8	1,67	12,3
16	160	64	5	8,4	18,1	747	63,3	93,4	54,1	1,80	14,2
16a	160	68	5	9	19,5	823	78,8	103	59,4	2,0	15,3
18	180	70	5,1	8,7	20,7	1090	86	121	69,8	1,94	16,3
18a	180	74	5,1	9,3	22,2	1190	105	132	76,1	2,13	17,4
20	200	76	5,2	9	23,4	1520	113	152	87,8	2,07	18,4
22	220	82	5,4	9,5	26,7	2110	151	192	110	2,21	21
24	240	90	5,6	10	30,6	2900	208	242	139	2,42	24
27	270	95	6	10,5	35,2	4160	262	308	178	2,47	27,7
30	300	100	6,5	11	40,5	5810	327	387	224	2,52	31,8
33	330	105	7	11,7	46,5	7980	410	484	281	2,59	36,5
36	360	110	7,5	12,6	53,4	10820	513	601	350	2,68	41,9
40	400	115	8	13,5	61,5	15220	642	761	444	2,75	48,3



Номер швел- лера	Размер, мм				A , $см^2$	I_x , $см^4$	I_y , $см^4$	W_x , $см^3$	S_x , $см^3$	z_0 , $см$	Масса l м, кг
	h	b	d	t							
Швеллеры с параллельными гранями полок											
8-П	80	40	4,5	7,4	8,98	89,8	13,9	22,5	13,3	1,38	7,05
10-П	100	46	4,5	7,6	10,9	175	22,6	34,9	20,5	1,53	8,59
12-П	120	52	4,8	7,8	13,3	305	34,9	50,8	29,7	1,66	10,4
14-П	140	58	4,9	8,1	15,6	493	51,5	70,4	40,9	1,82	12,3
16-П	160	64	5	8,4	18,1	750	72,8	93,8	54,3	1,97	14,2
16а-П	160	68	5	9	19,5	827	90,5	103	59,5	2,19	15,3
18-П	180	70	5,1	8,7	20,7	1090	100	121	70	2,14	16,3
18а-П	180	74	5,1	9,3	22,2	1200	123	133	76,3	2,36	17,4
20-П	200	76	5,2	9	23,4	1530	134	153	88	2,30	18,4
22-П	220	82	5,4	9,5	26,7	2120	178	193	111	2,47	21
24-П	240	90	5,6	10	30,6	2910	248	243	139	2,72	24
27-П	270	95	6	10,5	35,2	4180	314	310	178	2,78	27,7
30-П	300	100	6,5	11	40,5	5830	393	389	224	2,83	31,8
33-П	330	105	7	11,7	46,5	8010	491	486	281	2,90	36,5
36-П	360	110	7,5	12,6	53,4	10830	611	603	350	2,99	41,9
40-П	400	115	8	13,5	61,5	15260	760	763	445	3,05	48,3

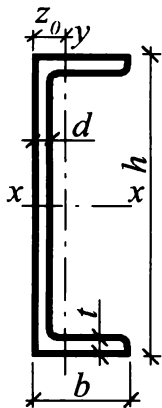
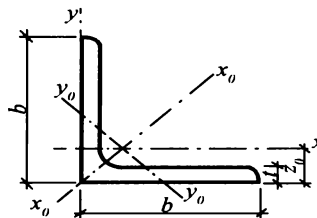


Таблица П.9.4

Сортамент горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93



Но- мер угол- ка	b, мм	t, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей										Масса 1 м уголка, кг
				x-x			X ₀ -X ₀		Y ₀ - Y ₀			I _{xy} , см ⁴	Z ₀ , см	
				I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _{x₀} , см ⁴	i _{x₀} , см	I _{y₀} , см ⁴	W _{y₀} , см ³	i _{y₀} , см			
4,5	45	3	2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	3	1,21	2,08
		4	3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73
		5	4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	4,71	1,3	3,37
5	50	3	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1	4,16	1,33	2,32
		4	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,8	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05
		5	4,8	11,2	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,3	0,98	6,57	1,42	3,77
		6	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47
5,6	56	4	4,38	13,1	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44
		5	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,1	9,41	1,57	4,25

Но- мер угол- ка	b, мм	t, мм	Пло- щадь попереч- ного сечения, см ²	Справочные значения для осей										Мас- са 1м угол- ка, кг
				x-x			Хо-Хо		Уо- Уо			I _{xy} , см ⁴	Z _o , см	
				I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _{xo} , см ⁴	i _{xo} , см	I _{yo} , см ⁴	W _{yo} , см ³	i _{yo} , см			
6,3	63	4	4,96	18,86	4,09	1,95	29,9	2,45	7,81	3,26	1,25	11	1,69	3,9
		5	6,13	23,10	5,05	1,94	36,8	2,44	9,52	3,87	1,25	13,7	1,74	4,81
		6	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,9	1,78	5,72
7	70	4,5	6,2	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17	1,88	4,87
		5	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,7	1,9	5,38
		6	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,1	1,94	6,39
		7	9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,2	1,99	7,39
		8	10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,2	2,02	8,37
7,5	75	5	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	23,1	2,02	5,8
		6	8,78	46,57	8,57	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	27,3	2,06	6,89
		7	10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,2	2,1	7,96
		8	11,5	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,8	8,16	1,47	35	2,15	9,02
		9	12,83	66,1	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,6	2,18	10,07
8	80	5,5	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,8	7,1	1,59	30,9	2,17	6,78
		6	9,38	56,97	9,8	2,47	90,4	3,11	23,54	7,6	1,58	33,4	2,19	7,36
		7	10,85	65,31	11,32	2,45	103,6	3,09	26,97	8,55	1,58	38,3	2,23	8,51
		8	12,3	73,36	12,8	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43	2,27	9,65
9	90	6	10,61	82,10	12,49	2,78	130,0	3,5	33,97	9,88	1,79	48,1	2,43	8,33
		7	12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,4	2,47	9,64
		8	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,8	12,34	1,77	62,3	2,51	10,93
		9	15,6	118,0	18,29	2,75	186,0	3,46	48,6	13,48	1,77	68	2,55	12,2
10	100	6,5	12,82	122,1	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,4	2,68	10,06
		7	13,75	130,59	17,9	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,4	2,71	10,79
		8	15,6	147,19	20,3	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,3	2,75	12,25
		10	19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110	2,83	15,1
		12	22,8	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,1	1,95	122	2,91	17,9
		14	26,28	237,15	33,83	3,00	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138	2,99	20,63
11	110	16	29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	152	3,06	23,3
		7	15,15	175,61	21,83	3,4	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106	2,96	11,89
		8	17,2	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116	3	13,5
		8	19,69	294,36	32,2	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172	3,36	15,46
		9	22	327,48	36,0	3,86	520,0	4,86	135,88	28,26	2,48	192	3,4	17,3
		10	24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211	3,45	19,1
		12	28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248	3,53	22,68
12,5	125	14	33,37	481,76	54,17	3,8	763,9	4,78	199,62	39,1	2,45	282	3,61	26,2
		16	37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,1	2,44	315	3,68	29,65

Но- мер угол- ка	b, мм	t, мм	Пло- щадь попе- реч. сече- ния, см ²	Справочные значения для осей										Мас- са 1 м угол- ка, кг
				x-x			Хо-Хо		Уо- Уо			I _{xy} , см ⁴	Z _o , см	
				I _{xo} , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _{xo} , см ⁴	ix _o , см	I _{yo} , см ⁴	W _y , см ³	iy _o , см			
14	140	9	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274	3,78	19,41
		10	27,31	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301	3,82	21,45
		12	32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354	3,9	25,5
16	160	10	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,1	6,25	319,38	52,52	3,19	455	4,3	24,67
		11	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496	4,35	27,02
		12	37,39	912,89	78,62	4,94	1450,0	6,23	375,78	60,53	3,17	537	4,39	29,35
		14	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,2	430,81	68,15	3,16	615	4,47	33,97
		16	49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690	4,55	38,52
18	180	11	38,8	1216,44	92,47	5,6	1933,1	7,06	499,78	72,86	3,59	716	4,85	30,47
		12	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776	4,89	33,12
20	200	12	47,1	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,4	98,68	3,99	1073	5,37	36,97
		13	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156	5,42	39,92
		14	54,6	2097,0	144,17	6,2	3333,0	7,81	861,0	111,5	3,97	1236	5,46	42,8
		16	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393	5,54	48,65
		20	76,54	2871,47	200,73	6,12	4560,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689	5,7	60,08
		25	94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028	5,89	74,02
22	220	14	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,6	1158,56	138,62	4,38	1655	5,91	47,4
		16	68,58	3175,44	198,71	6,8	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869	6,02	53,83
25	250	16	78,4	4717,1	258,43	7,76	7492,1	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775	6,75	61,55
		18	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089	6,83	68,86
		20	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395	6,91	76,11
		22	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,6	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691	7,0	83,31
		25	119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119	7,11	93,97
		28	133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,84	9,59	3189,89	311,98	4,9	4527	7,23	104,5
		30	141,96	8176,52	462,11	7,59	12964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788	7,31	111,44

Таблица П.9.5

Сокращенный сортамент горячекатаного круглого проката (по ГОСТ 2590-88)

Диаметр d, мм	Площадь попереч- ного сечения A, мм ²	Масса 1 м профиля, кг	Диаметр d, мм	Площадь попереч- ного сечения A, мм ²	Масса 1 м профиля, кг
8	0,5027	0,395	25	4,909	3,85
10	0,7854	0,616	26	5,309	4,17
12	1,131	0,888	28	6,158	4,83
14	1,539	1,21	30	7,069	5,55
16	2,011	1,58	32	8,042	6,31
18	2,545	2,00	34	9,079	7,13
20	3,142	2,47	36	10,18	7,99
22	3,801	2,98	38	11,34	8,9
24	4,524	3,55	40	12,57	9,87

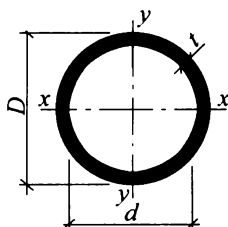
Сокращенный сортамент горячекатаного листового проката (по ГОСТ 19903-74*)

Толщина листа, мм	4,0; 4,5; 5,0; 5,6	6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5	11,0; 11,5; 12,0; 12,5; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0; 25,5	26,0; 27,0; 28,0; 29,0; 30,0; 31,0; 32,0; 34,0; 36,0; 38,0; 40,0; 42,0; 45,0; 48,0; 50,0; 52,0; 55,0; 58,0; 60,0
Ширина листа, мм	600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800	700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800	1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500	1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400

Таблица П.9.6

Сокращенный сортамент на трубы стальные бесшовные горячекатаного
(по ГОСТ 8732-78*)

Формулы для определения
геометрических характеристик сечения:



$$\text{Площадь} - A = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$$

$$\text{Момент инерции} - I = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4)$$

$$\text{Момент сопротивления} - W = \frac{\pi}{32} (D^3 - \frac{d^4}{D})$$

$$\text{Радиус инерции} - i = 0,25\sqrt{D^2 + d^2}$$

Наружный диаметр <i>D</i> , мм	Толщина стенки <i>t</i> , мм
45	3,5; 4,0; 4,5
50	3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5
54	3,5...6,0 через 0,5 мм; 6,0...11,0 через 1 мм
57	3,5...6,0 через 0,5 мм; 6,0...12,0 через 1 мм
60; 63,5	3,5...6,0 через 0,5 мм; 6,0...14,0 через 1 мм
68; 70	3,5...6,0 через 0,5 мм; 6,0...16,0 через 1 мм
73; 76; 83	3,5...6,0 через 0,5 мм; 6,0...18,0 через 1 мм
89; 95; 102	3,5...6,0 через 0,5 мм; 6,0...18,0 через 1 мм; 20,0; 22,0
108; 114; 121	4,0...6,0 через 0,5 мм; 6,0...18,0 через 1 мм; 20,0; 22,0; 25,0; 28,0

ДАННЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК СТАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ С УЧЕТОМ КОРРОЗИИ

При определении остаточной несущей способности стальных конструкций необходимо учитывать уменьшение поперечного сечения в связи с коррозией стали. Учет влияния коррозионных повреждений производится уменьшением первоначальных значений: площади поперечного сечения $A_{он}$, момента сопротивления сечения $W_{он}$ и момента инерции сечения $I_{он}$.

При равномерном коррозионном износе расчетная приведенная площадь поперечного сечения A_{ef} определяется по формуле

$$A_{ef} = (1 - k_{SA} \cdot \Delta^*) A_{он} = (1 - 4 \cdot \Delta^* / (t_f + t_w)) A_{он}, \quad (\text{П.10.1})$$

где $k_{SA} = 4 / (t_f + t_w)$ – коэффициент слитности сечения для двутавра, равный отношению периметра, контактирующего со средой, к площади поперечного сечения;

$A_{он}$ – площадь поперечного сечения, определенная по прил. 9;

$\Delta^* = \Delta/2$ – величина проникновения коррозии, мм, равная половине двусторонней коррозии стали.

Расчетный момент сопротивления W_{ef} определяется по формуле

$$W_{ef} = (1 - k_{SW} \cdot \Delta^*) W_{он}, \quad (\text{П.10.2})$$

где k_{SW} – коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа, определяемый в зависимости от вида прокатного профиля по табл. П.10.1;

$W_{он}$ – момент сопротивления сечения (см. прил. 9).

Момент инерции поперечного сечения стальной конструкции, симметричной относительно оси X, с учетом коррозии равен

$$I_{ef} = W_{ef} h / 2, \quad (\text{П.10.3})$$

где h – высота стальной конструкции с учетом коррозии.

Таблица П.10.1

Коэффициенты k_{sw} для прокатных профилей, 1/мм

Швеллеры по ГОСТ 8240-72*		Двутавры по ГОСТ 8239-72* и балочные по ГОСТ 26020-83		Двутавры широкополочные и колонные по ГОСТ 26020-83	
Номер профиля	k_{sw}	Номер профиля	k_{sw}	Номер профиля	k_{sw}
12	0,29	20	0,26	20Ш; 20К	0,33
14	0,28	22	0,25	23Ш, 23К	0,29
16	0,27	24	0,24	23Ш2, 23К2	0,20
16а	0,25	27	0,23	26Ш, 26К	0,25
18	0,26	27а	0,22	30Ш, 30К	0,22
20	0,25	30	0,22	35Ш, 35К	0,2
22	0,24	30а	0,21	40Ш, 40К	0,17
24	0,23	36	0,18	50Ш, 50К	0,17
27	0,22	40	0,17	60Ш, 60К	0,16
30	0,21	50	0,15	–	–
36	0,18	60	0,13	–	–

Промежуточные значения k_{sw} определять линейной интерполяцией.

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(выборка из [52])

ГРУППЫ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии поля растягивающих напряжений (фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры транспортных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы), а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений.

Группа 3. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке преимущественно на сжатие (колонны и стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в связях свыше $0,4R_y$; анкерные, несущие и фиксирующие конструкции (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы); прогоны покрытий и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы, а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные элементы сооружений и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

Примечания: 1. При назначении стали в конструкциях зданий и сооружений I уровня ответственности по ГОСТ 27751 номер группы конструкций уменьшается на единицу (для групп 2...4). 2. При толщине проката $t > 40$ мм номер группы конструкций уменьшается на единицу (для групп 2...4), при толщине проката $t \leq 8$ мм – увеличивается на единицу (для групп 1...3).

Таблица П.11.1

Назначение сталей в конструкциях и сооружениях

Стали по				Условия применения стали при расчетной температуре, °С								
				$t \geq -45$			$-45 > t \geq -55$			$t < -55$		
				для групп конструкций								
ГОСТ 27772	ГОСТ 535, ГОСТ 14637	ГОСТ 19281	ТУ 14-1-5399	1	2	3	1	2	3	1	2	3
C235	Ст3кп2			-	-	+	-	-	-	-	-	-
C245	Ст3пс5			-	+	×	-	-	-	-	-	-
C255,C285	Ст3сп5			+	×	×	-	-	-	-	-	-
C345		09Г2С		$\frac{3}{12}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{12}$	$\frac{3}{12}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{2 \text{ или } 3}{7 \text{ или } 12}$
C345-4			06МБФ	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Обозначения, принятые в табл. П.11.1:

знак «+» – следует применять; «-» – не следует применять; «×» – можно применять при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Примечание. За расчетную температуру наружного воздуха принимается температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определенная согласно СНиП 23-01.

Требования по химическому составу стали

Нормативные сопротивления стали R_{yn} , Н/мм ²	Содержание элементов, % (не более)			C_3 , % (не более)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,050	-
$290 \leq R_{yn} < 390$	0,15	0,035	0,040	0,45
$390 \leq R_{yn} < 490$	0,15	0,020 ³⁾	0,015	0,46
$490 \leq R_{yn} < 590$	0,15	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \geq 590$	0,15	0,010	0,005	0,51

Примечание. Углеродный эквивалент (C_3 , %) определяется по формуле

$$C_3 = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$$

где C , Mn , Si , Cr , Ni , Cu , V , Nb , Mo , P – массовые доли элементов, %.

Таблица П.11.3

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина проката ¹⁾ , мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
C245	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 30	235	370	230/225	360/350
C255	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 40	235	370	230/225	360/350
C285	От 2 до 10	275	390	270/260	380/370
	Св. 10 до 20	265	380	260/250	370/360
C345	От 2 до 20	325	470	315/310	460/450
	Св. 20 до 40	305	460	300/290	450/440
	Св. 40 до 80	285	450	280/270	440/430
	Св. 80 до 100	265	430	260/250	420/410
C345K	От 4 до 10	345	470	335/330	460/450
C375	От 2 до 20	355	490	345/340	480/465
	Св. 20 до 40	335	480	325/320	470/455
C390	От 4 до 50	390	540	380/370	525/515
C440	От 4 до 30	440	590	430/420	575/560
	Св. 30 до 50	410	570	400/390	555/540
C590, C590K	От 10 до 40	590	685	575/560	670/650

¹⁾ За толщину фасонного проката принимают толщину полки.

В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката, поставляемого по ГОСТ 27772 (кроме стали C590K) ($\gamma_m = 1,025$), в знаменателе – расчетное сопротивление острого проката при $\gamma_m = 1,050$.

Расчетное сопротивление стали на сдвиг определяется – $R_s = 0,58R_{yn}/\gamma_m$, где $\gamma_m = 1,025$.

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе труб

Марка стали	ГОСТ	Толщина стенки, мм	Нормативное сопротивление, Н/мм ²		Расчетное сопротивление, Н/мм ²	
			R_{yn}	R_{yfl}	R_y	R_x
ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	ГОСТ 10705	До 10	225	370	215	350
ВСт3пс4, ВСт3сп4	ГОСТ 10706	4–15	245	370	235	350
20	ГОСТ 8731	4–36	245	410	225	375

Примечание. Нормативные сопротивления для труб из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731 устанавливаются по соглашению сторон в соответствии с требованиями этого стандарта.

Таблица П.11.5

Материалы для сварки, соответствующие стали

Сталь	Материалы для сварки				
	в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргон- ном (по ГОСТ 10157)	под флюсом (по ГОСТ 9087)		порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)	покрытыми электродами (по ГОСТ 9467)
		Марка			
		сварочной проволоки		флюса	порошковой проволоки
$R_{yn} < 290$ $H/мм^2$	Св-08Г2С	Св-08А	АН-348-А	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42*, Э42А
		Св-08ГА	АН-60*		Э46*, Э46А
$290 H/мм^2 \leq R_{yn}$ $< 590 H/мм^2$		Св-10ГА**	АН-17-М		Э50*, Э50А
		Св-10Г2** Св-10НМА	АН-43 АН-47 АН-348-А***		-
$R_{yn} \geq 590 H/мм^2$	Св-08Г2С Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М	ПП-АН-3	Э60
	Св-10ХГ2СМА	Св- 08ХН2ГМЮ		ПП-АН-8	Э70

* Электроды типов Э42, Э46, Э50 применяют для конструкций групп 2, 3 при расчетных температурах $t \geq -45^{\circ}C$.

Таблица П.11.6

Нормативные и расчетные сопротивления металла угловых швов

Тип электрода (по ГОСТ 9467)	Сварочные материалы	$R_{yшн}$, Н/мм ²	$R_{yшс}$, Н/мм ²
	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА,	450	200
Э50, Э50А	Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	Св-08Г2С ¹ , Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	-	835	340

¹ Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести ≥ 440 Н/мм².

Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчетная температура t , °C	Класс прочности болтов и требования к ним по ГОСТ 1759.4			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
≥ -45	5,6	5,6	5,6	5,6
	8,8	8,8	8,8	8,8
	10,9	10,9	10,9	10,9
	-	12,9	-	12,9
$-45 > t \geq -55$	5,6	5,6	5,6	5,6
	8,8	8,8	8,8*	8,8
	10,9	10,9	10,9*	10,9
	-	12,9	-	12,9

Примечание - Высокопрочные болты по ГОСТ 22356 из стали марки 40Х «селект» применяются в тех же конструкциях, что и болты класса прочности 10.9.

Примечание - Высокопрочные болты по ГОСТ 22356 из стали марки 40X «селект» применяются в тех же конструкциях, что и болты класса прочности 10,9.

Таблица П.11.8

Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R_{byp}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	210	225
8,8	800	640	320	435
10,9	1000	900	400	540
12,9	1200	1080	420	-
40X «селект»	1100	990	405	550

Таблица П.11.9

Нормативные сопротивления стали и расчетные сопротивления смятию элементов в болтовых соединениях, Н/мм²

Временное сопротивление стали соединяемых элементов $R_{нт}$	R_{bp} для болтов	
	класса точности А	классов точности В и С
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Площади сечения болтов, см^2 , по ГОСТ 1759.4

$d, \text{мм}$	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn}	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примечания: 1. Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм принимают по ГОСТ 24379.0. 2. Размеры, заключенные в скобки, не рекомендуется применять в конструкциях.

Таблица П.11.11

Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристики	Значение
Плотность $\rho, \text{кг/м}^3$:	
проката и стальных отливок	7850
отливок из чугуна	7200
Коэффициент линейного расширения $\alpha, ^\circ\text{C}^{-1}$	$0,12 \cdot 10^{-4}$
Модуль упругости $E, \text{Н/мм}^2$:	
прокатной стали, стальных отливок	$2,06 \cdot 10^5$
канатов стальных: спиральных и закрытых	$1,67 \cdot 10^5$
несущих: двойной свивки	$1,47 \cdot 10^5$
двойной свивки с неметаллическим сердечником	$1,27 \cdot 10^5$
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок $G, \text{Н/мм}^2$	$0,79 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν	0,3

ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

I. Железобетонные панели перекрытий многопустотные. Серия 1.141-1, выпуск 63 (Преднапряженные панели с круглыми пустотами длиной 6280, 5980, 5680 мм, армированные стержневой термически упрочненной сталью класса А800 (Ат-V), ЦНИИ-ЭПжилища, 1984 г.

Таблица П.12.1

Технические характеристики многопустотных плит марки ПК (рис. П.12.1)

Марка плиты	Расчетная нагрузка кПа*	Армирование растянутой зоны плит ПК $xx.xx-x.Aт-V$					
		$L = 5680 \text{ мм}$		$L = 5980 \text{ мм}$		$L = 6280 \text{ мм}$	
		$B = 1190$	$B = 1490$	$B = 1190$	$B = 1490$	$B = 1190$	$B = 1490$
1	2	3	4	5	6	7	8
ПК...3	6,3/3,0	3 $\varnothing 10$	—	3 $\varnothing 10$	4 $\varnothing 10$	2 $\varnothing 10 + \varnothing 12$	4 $\varnothing 10$
ПК...4	7,8/4,5	$\varnothing 12 + 2\varnothing 10$	4 $\varnothing 10$	4 $\varnothing 10$	3 $\varnothing 10 + \varnothing 12$	4 $\varnothing 10$	5 $\varnothing 10$
ПК...6	9,3/6,0	4 $\varnothing 10$	5 $\varnothing 10$	2 $\varnothing 10 + 2\varnothing 12$	3 $\varnothing 10 + 2\varnothing 12$	$\varnothing 10 + 3\varnothing 12$	$\varnothing 10 + 4\varnothing 12$
ПК...8	11,3/8,0	5 $\varnothing 10$	2 $\varnothing 10 + 3\varnothing 12$	3 $\varnothing 12 + \varnothing 14$	3 $\varnothing 12 + 2\varnothing 14$	$\varnothing 12 + 3\varnothing 14$	6 $\varnothing 12$

*Расчетная нагрузка дана с учетом собственного веса плит – числитель и без учета – знаменатель.

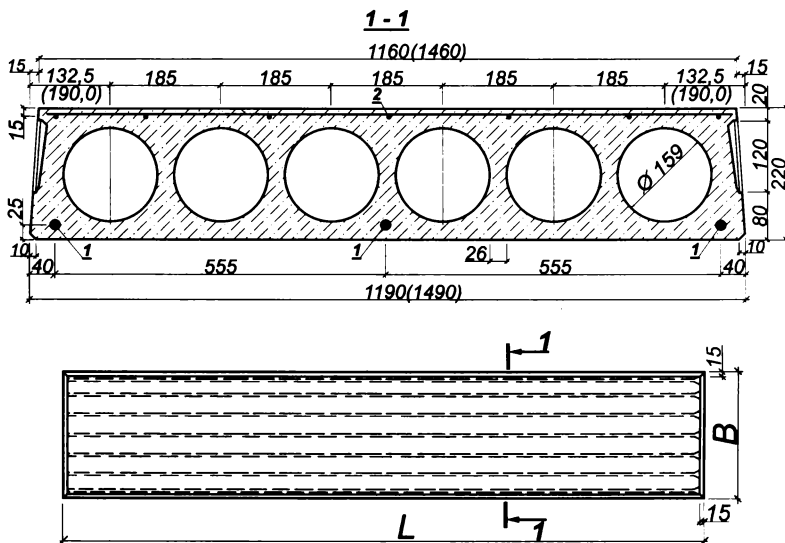


Рис. П.12.1. План и поперечный разрез пустотной плиты перекрытия.

Для плит шириной 1490 количество пустот – семь. Размеры в скобках даны для семипустотных плит

Марка бетона плит М200. Способ предварительного напряжения арматуры – электротермический. Предварительное напряжение арматуры с учетом потерь $\sigma_{sp} = 400 \dots 420 \text{ МПа}$, отклонение $\Delta\sigma_{sp} = 90 \text{ МПа}$. Передаточная прочность бетона $R_{bp} = 16 \text{ МПа}$. Глубина опирания плит $a = 90 \dots 250 \text{ мм}$. Армирование плит в сжатой зоне осуществляется сетками 7 $\varnothing 3 \text{ В500(Вр-I)}$ для шестипустотных и 8 $\varnothing 3 \text{ В500(Вр-I)}$ для семипустотных плит.

II. Плиты железобетонные, преднапряженные ребристые размером 1,5х6,0 м.
Серия 1.465.1-7/84. М., 1986.

Таблица П.12.2

Технические характеристики ребристых плит марки 2ПГ6 (рис. П.12.2)

Марка плиты	Плиты армированные рабочей арма- турой класса А600 (А-IIIв)			Плиты, армированные рабочей арма- турой класса А600 (А-IV)		
	Расчетная нагрузка, кПа*	Марка бетона	Диаметр арматуры, мм (поз. 1)	Расчетная нагрузка, кПа*	Марка бетона	Диаметр арматуры, мм (поз. 1)
1	2	3	4	5	6	7
2ПГ6...3	6,81	M200	Ø16	6,38	M200	Ø14
2ПГ6...4	8,65	M250	Ø18	8,46	M250	Ø16
2ПГ6...5	11,10	M300	Ø20	9,63	M300	Ø18
2ПГ6...6	12,57	M350	Ø22	12,57	M350	Ø20

*Расчетная нагрузка дана без учета собственного веса плит, которая с учетом заливки швов равна $g_{c.в.} = 1,88$ кПа.

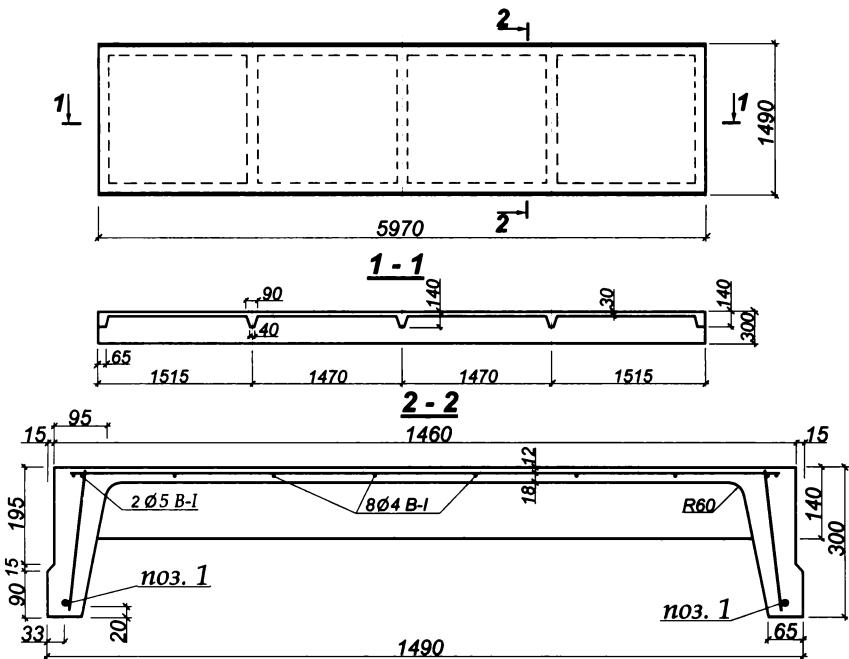


Рис. П.12.2. План и разрезы ребристых плит марок 2ПГ6 и ПКЖ

Способ предварительного напряжения рабочей арматуры – электротермический. Предварительное напряжение арматуры с учетом потерь $\sigma_{sp} = 280 \text{ МПа}$ (для А-Шв), $\sigma_{sp} = 340 \text{ МПа}$ (для А600 (А-IV)). Передаточная прочность бетона – 70% марки. Глубина опирания плит $a = 90...250 \text{ мм}$. Армирование плит в сжатой зоне осуществляется сетками и верхней арматурой каркаса - 8 $\varnothing 4 \text{ В-I}$ + 2 $\varnothing 5 \text{ В-I}$.

III. Железобетонные плиты размером 1,5х6,0 м для покрытий зданий. Серия ПК-01-106. М., 1963

Таблица П.12.3

Технические характеристики ребристых плит марки ПКЖ

Марка плиты	Расчетная нагрузка, кПа	Диаметр арматуры класса А300 (А-II), мм (поз. 1)
1	2	3
ПКЖ...1	3,24	Ø14
ПКЖ...2	4,22	Ø16
ПКЖ...3	5,30	Ø18
ПКЖ...4	6,47	Ø20
ПКЖ...5	7,65	Ø22

Расчетная нагрузка дана с учетом собственного веса плит, которая с учетом заливки швов равна $g_{с.в.} = 1,88 \text{ кПа}$.

Опалубочные размеры плит серии ПК-01-106 аналогичны плитам по серии 1.465.1-7/84 (см. рис. П.12.2).

Марка бетона плит – М200. Глубина опирания плит $a = 90 \dots 250 \text{ мм}$. Армирование плит в сжатой зоне осуществляется сетками и верхней арматурой каркаса – $8 \text{ } \varnothing 4 \text{ В-I} + 2 \text{ } \varnothing 5 \text{ В-I}$.

IV. Сборные железобетонные, преднапряженные ребристые плиты длиной 12 м для покрытий зданий (для неагрессивной среды). Серия 1.465-3. ЦНИИпромзданий. М., 1968.

Таблица П.12.4

Технические характеристики ребристых плит марки П II (рис. П.12.3)

Марка плиты	Плиты, армированные рабочей арматурой класса А600 (А-IV)		Плиты, армированные рабочей арматурой класса А800 (А-V)	
	Расчетная нагрузка, кПа*	Диаметр арматуры, мм (поз.1)**	Расчетная нагрузка, кПа*	Диаметр арматуры, мм (поз. 1)
1	2	3	4	5
П II-...-1	5,20	Ø28	5,49	Ø18 + Ø20
П II-...-2	5,89	2 Ø22	6,08	2 Ø20
П II-...-3	6,67	Ø22+Ø25	6,67	Ø20 + Ø22
П II-...-4	7,55	2 Ø25	7,36	2 Ø22

*Расчетная нагрузка дана без учета собственного веса плит. Расчетная нагрузка от плит с учетом заливки швов равна $g_{с.в.} = 2,26 \text{ кПа}$.

**Указано армирование одного продольного ребра плиты.

Марка бетона плит М400. Способ предварительного напряжения арматуры – электротермический. Предварительное напряжение арматуры с учетом потерь $\sigma_{сп} = 340 \text{ МПа}$ (А600 (А-IV)) и $\sigma_{сп} = 410 \text{ МПа}$ (А800(А-V)), отклонение $\Delta\sigma_{сп} = 63 \text{ МПа}$. Передаточная прочность бетона – 70% марки. Глубина опирания плит $a = 130 \dots 250 \text{ мм}$. Армирование плит в сжатой зоне осуществляется сетками – $\varnothing 4 \text{ В500(Вр-I) с } A_s' = 85 \text{ мм}^2$.

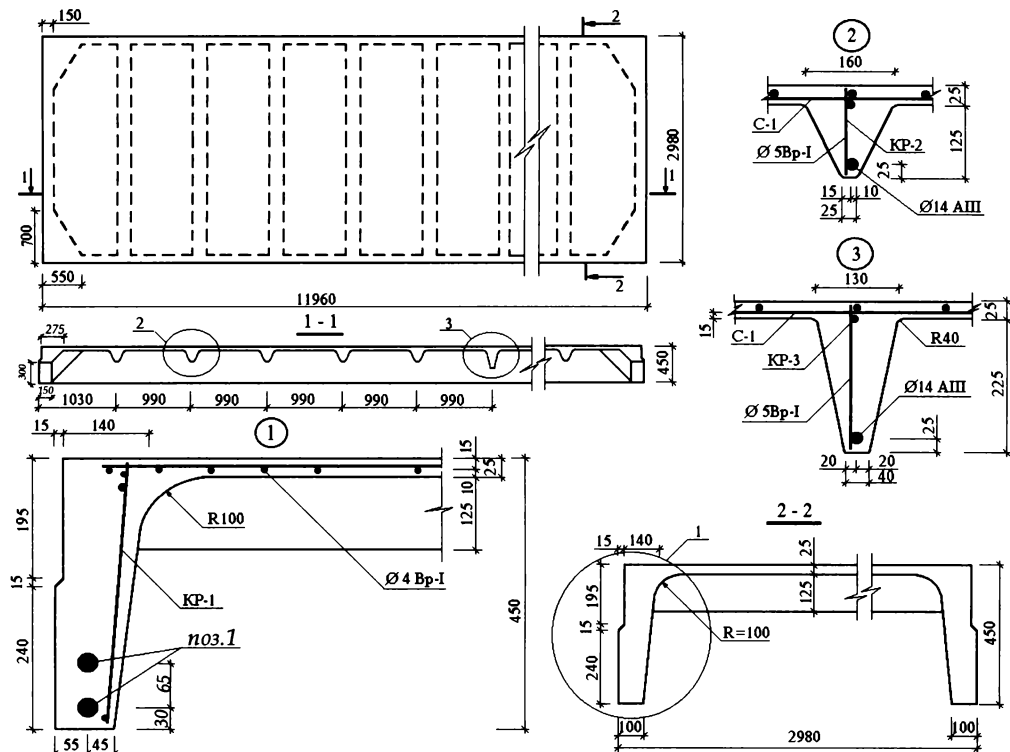


Рис.П.12.3. План и разрезы ребристой плиты марки П II (табл. П.12.4)

V. Балки стропильные железобетонные для покрытий зданий с пролетом 6, 9 и 12 м. Серия 1.462-1-10/89. ЦИТП Госстроя СССР. М. 1990.

Балки пролетом 6 и 9 м могут выполняться как преднапряженные, так и армированные обычной арматурой класса A400 (A-III).

Вес балок равен $G = 11,3 \text{ кН}$ ($L = 6 \text{ м}$), $G = 27,0 \text{ кН}$ ($L = 9 \text{ м}$), $G = 44,2 \text{ кН}$ ($L = 12 \text{ м}$).

В балках пролетом 12 м в растянутой зоне кроме преднапряженной арматуры класса A800(A-V) установлена обычная арматура 4 Ø5 B500(Bp-I). Армирование балок в сжатой зоне осуществляется – (2 Ø10+Ø6) A400(A-III) для $L = 6 \text{ м}$, 9 м ; и (2 Ø10 A400(A-III) + 2 Ø6 B500(Bp-I)) для $L=12 \text{ м}$.

Способ предварительного напряжения рабочей арматуры – электротермический. Предварительное напряжение арматуры с учетом потерь $\sigma_{sp} = 290 \text{ МПа}$ (A-IIIв, контроль удлинения и напряжения), $\sigma_{sp} = 340 \text{ МПа}$ (A600(A-IV)), $\sigma_{sp} = 410 \text{ МПа}$ (A800(A-V)).

Передачная прочность бетона – 66% от класса бетона балок. Глубина опирания балок $a = 130 \dots 250 \text{ мм}$.

Технические характеристики стропильных балок (рис. П.12.4, П.12.5)

Марка балки	Диаметр и класс рабочей арматуры	Класс бетона	Диаметр и класс рабочей арматуры (поз.1)	Класс бетона	Расчетная нагрузка, кПа*
1	2	3	4	5	6
БСП6-4	2 Ø20 A600(A-III _б)	B20	(Ø20+Ø25) A400(A-III)	B20	5,0
БСП6-6	2 Ø22 A600(A-III _б)	B20	2 Ø25 A400(A-III)	B25	6,0
БСП6-8	2 Ø25 A600(A-III _б)	B25	2 Ø28 A400(A-III)	B30	7,5
БСП6-9	3 Ø22 A600(A-III _б)	B30	2 Ø32 A400(A-III)	B30	8,5
БСП6-10	3 Ø28 A600(A-III _б)	B40	2 Ø32 A400(A-III)	B40	11,0
БСП9-5	2 Ø22 A600(A-IV)	B25	4 Ø20 A400(A-III)	B25	5,0
БСП9-6	2 Ø22 A600(A-IV)	B35	—	—	6,0
БСП9-8	3 Ø20 A600(A-IV)	B35	(Ø20+3 Ø25) A400(A-III)	B25	7,5
БСП9-9	3 Ø22 A600(A-IV)	B35	4 Ø25 A400(A-III)	B35	8,5
БСП9-10	5 Ø22 A600(A-IV)	B40	(2 Ø25+2 Ø32) A400(A-III)	B40	11,0
БСП12-3	5 Ø18 A800(A-V)	B27,5	—	—	5,39
БСП12-4	6 Ø18 A800(A-V)	B30	—	—	6,37
БСП12-5	7 Ø18 A800(A-V)	B35	—	—	7,35

*Расчетная нагрузка дана без учета собственного веса балок и определена при $\gamma_{b1} = 0,9$ и $\gamma_n = 0,95$.

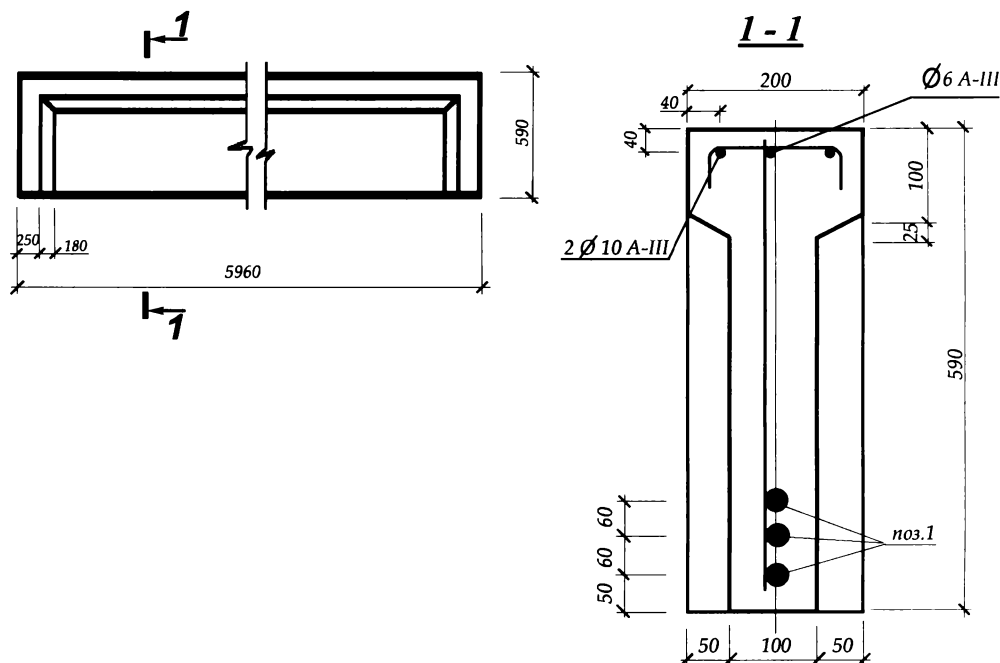


Рис.П.12.4. Опалубочные чертежи и схемы армирования балок БСП6 пролетом 6 м

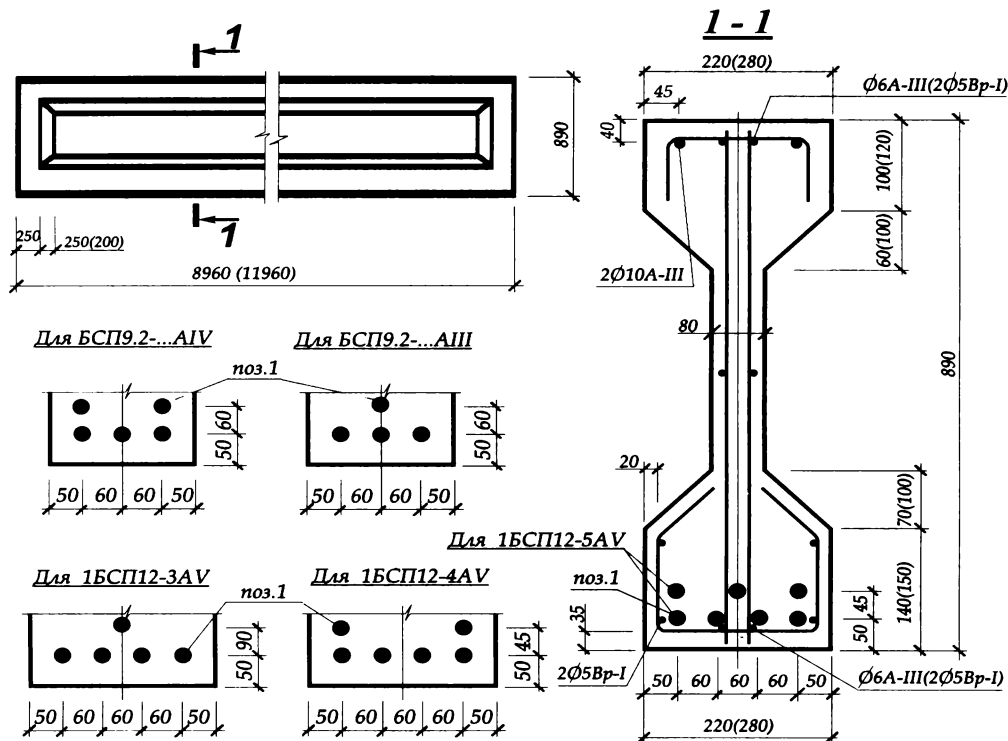


Рис.П.12.5. Опалубочные чертежи и схемы армирования балок пролетом 9 и 12 м.
В скобках указаны опалубочные размеры и армирование обычной арматурой
для балок пролетом 12 м

VI. Сборные железобетонные односкатные балки пролетом 6, 9 и 12 м для покрытий зданий. Серия ПК-01-115 (пролеты 6 и 9 м) и ПК-01-116 (пролет 12 м). ЦИТП, М. 1962

Таблица П.12.6

Технические характеристики конструкций (рис. П.12.6)

Марка балки	Расчетная нагрузка, кПа*	Диаметр и класс рабочей арматуры (поз.1)	Диаметр и класс сжатой арматуры	Марка бетона	Вес балок, кН
1	2	3	4	5	6
БО6-1	4,51	3 Ø20 A300(A-II)	2 Ø10 A300(A-II)	M300	14,72
БО6-2	6,87	3 Ø25 A300(A-II)			
БО6-3	8,14	3 Ø28 A300(A-II)			
БО9-1	4,51	3 Ø28 A300(A-II)	2 Ø10 A300(A-II)	M300	29,43
БО9-2	5,49	3 Ø32 A300(A-II)			
БО9-3	7,36	3 Ø36 A300(A-II)			
БОП-12-1	3,43	6 Ø20 A600(A-IV)	2 Ø12 A400(A-III) + 2 Ø6 A240(A-I)	M400	54,00
БОП-12-2	4,41	6 Ø22 A600(A-IV)			
БОП-12-3	5,40	6 Ø25 A600(A-IV)			

*Расчетная нагрузка дана без учета собственного веса балок.

В балках пролетом 12 м в растянутой зоне кроме преднапряженной арматуры класса А600 (А-IV) установлена обычная арматура – 4 $\varnothing 6$ А240(А-I).

Способ предварительного напряжения рабочей арматуры – электротермический. Предварительное напряжение арматуры с учетом потерь $\sigma_{sp} = 340$ МПа, отклонение $\Delta\sigma_{sp} = 63$ МПа. Передаточная прочность бетона – 70% марки. Глубина опирания балок $a = 130...250$ мм.

Опалубочные размеры и схема армирования приведены на рис. П.12.6.

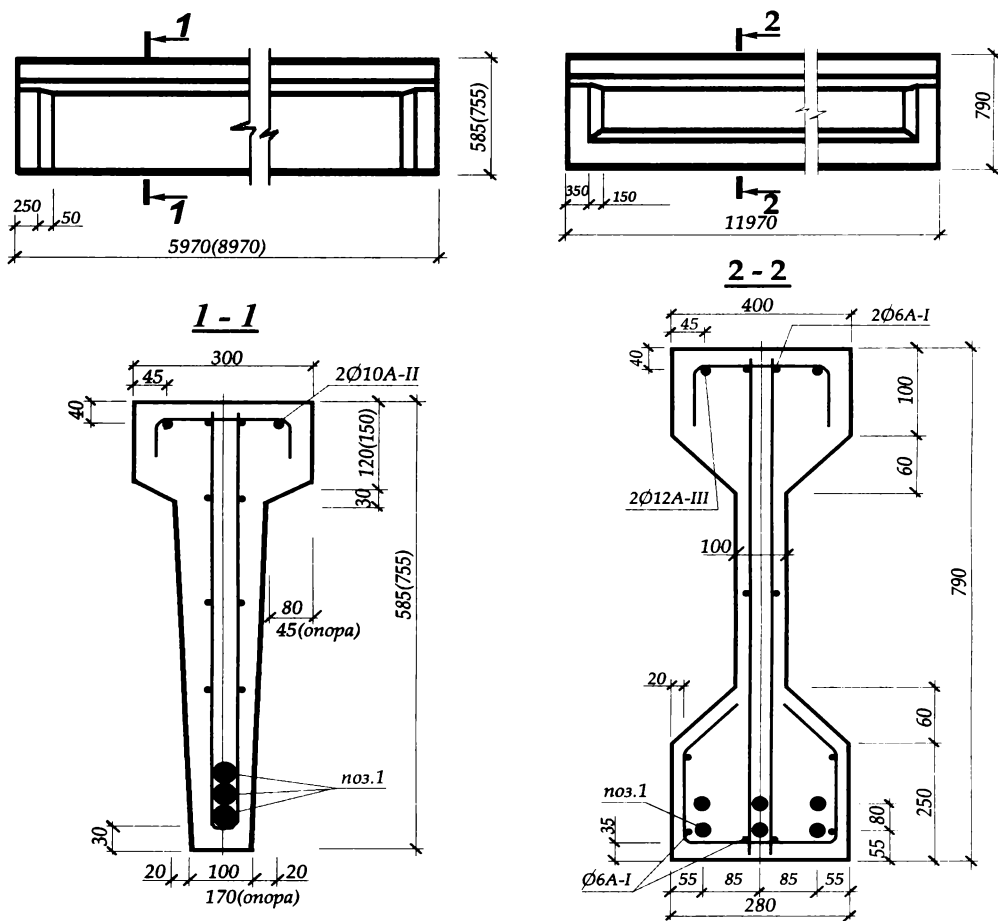


Рис. П.12.6. Опалубочные чертежи и схемы армирования балок пролетом 6, 9 и 12 м.
Размеры в скобках даны для балок пролетом 9 м

Технические характеристики ригелей (рис. П.12.7)

Марка ригеля	Расчетная нагрузка, кН/м	Диаметр рабочей арматуры класса А400(А-III), мм (ноз.1)
1	2	3
P2-52-56	51,00	2 Ø32
P2-72-56	70,63	2 Ø20 + 2 Ø28
P2-90-56	88,30	2 Ø25 + 2 Ø36

*Расчетная нагрузка дана без учета собственного веса ригелей. Вес ригелей равен $G = 19,2$ кН.

Армирование ригелей в сжатой зоне осуществляется—2 Ø10 А400(А-III).
Марка бетона ригелей М400.

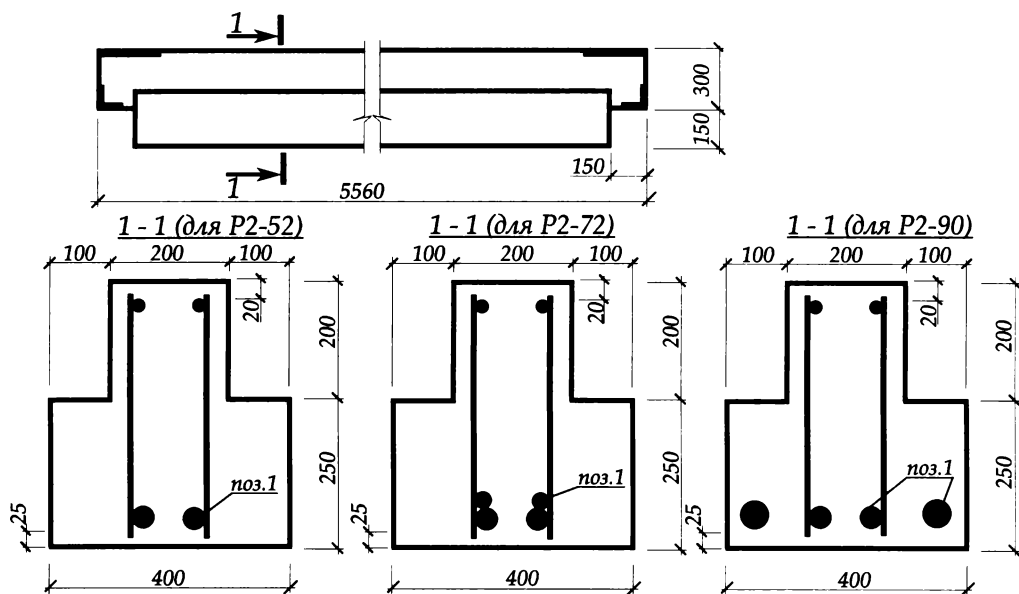


Рис. П.12.7. Опалубочные чертежи и схемы армирования ригелей

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА И АРМАТУРНОЙ СТАЛИ. ПЕРЕХОД ОТ МАРКИ К КЛАССУ БЕТОНА

П.13.1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

П.13.1.1. БЕТОН

В железобетонных конструкциях применяется конструкционный тяжелый бетон средней плотности от 2400 кг/м^3 .

Основным показателем качества бетона является класс бетона по прочности на сжатие **B**. Классы бетона по прочности на сжатие **B** отвечают значению гарантированной прочности бетона, МПа, с обеспеченностью 0,95.

В железобетонных конструкциях должны применяться бетоны следующих классов по прочности на сжатие:

B10; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие, устанавливается в возрасте 28 сут. Для железобетонных конструкций рекомендуется применять класс бетона по прочности на сжатие не ниже **B15**. Для преднапряженных конструкций следует применять класс бетона по прочности на сжатие не ниже **B20**.

Передачную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию (призмная прочность) $R_{b,n}$ и осевому растяжению (при назначении класса бетона по прочности на сжатие) $R_{bt,n}$ принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие **B** согласно табл. П.13.1.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} , определяют по табл. П.13.2.

Таблица П.13.1

Нормативные значения сопротивления бетона

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная прочность) $R_{b,n}$ $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Таблица П.13.2

Расчетные значения сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная прочность) R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик бетона умножают на следующие коэффициенты условий работы γ_{bi} , учитывающие особенности работы бетона в конструкции (характер нагрузки, условия окружающей среды и т.д.):

а) γ_{b1} – для бетонных, и железобетонных конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивлений R_b и R_{bt} и учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1,0$ – при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки;

$\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном (длительном) действии нагрузки;

б) $\gamma_{b3} = 0,9$ – для бетонных и железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении, вводимый к расчетному значению сопротивления бетона R_b .

Основными деформационными характеристиками бетона являются значения:

– предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении (при однородном напряженном состоянии бетона) ε_{b0} и ε_{bt0} ;

– начального модуля упругости E_b ;

– коэффициента (характеристики) ползучести $\varphi_{b,cr}$;

– коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициента Пуассона) $\nu_{b,P}$;

– коэффициента линейной температурной деформации бетона α_{bt} .

Значения предельных относительных деформаций бетона принимают равными:

– при непродолжительном действии нагрузки:

$\varepsilon_{b0} = 0,002$ – при осевом сжатии;

$\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ – при осевом растяжении;

– при продолжительном действии нагрузки – по табл. П.13.5 в зависимости от относительной влажности окружающей среды.

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие B согласно табл. П.13.3.

При продолжительном действии нагрузки значения начального модуля деформаций бетона определяют по формуле

$$E_b = \frac{E_b}{1 - \varphi_{b,cr}}, \quad (\text{П.13.1})$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициента ползучести бетона приведены в табл. П.13.4.

Значения приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ принимают:

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{bt1,red}}. \quad (\text{П.13.2})$$

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{bt1,red}$ равны:

– при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{bt1,red} = 0,0015$;

– при продолжительном действии нагрузки – по табл. П.13.5.

Значение коэффициента поперечной деформации бетона допускается принимать

$\nu_{b,P} = 0,2$.

Значение коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температуры от минус 40 до плюс 50 °С принимают:

$\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}.$

Значения начального модуля упругости бетона

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа·10 ⁻³ при классе бетона по прочности на сжатие											
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5	

Таблица П.13.4

Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40–75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0
Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.											

Таблица П.13.5

Относительные деформации бетона

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки					
	При сжатии			При растяжении		
	$\epsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt,red} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\epsilon_{bt,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40–75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26
Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.						

П.13.1.2. АРМАТУРА

Для армирования железобетонных конструкций следует применять арматуру следующих видов:

- горячекатаную гладкую и периодического профиля с постоянной и переменной высотой выступов (соответственно кольцевой и серповидный профиль) диаметром 6...40 мм;
- термомеханически упрочненную периодического профиля с постоянной и переменной высотой выступов (соответственно кольцевой и серповидный профиль) диаметром 6...40 мм;
- холоднодеформированную периодического профиля диаметром 3...12 мм.

Основным показателем качества арматуры, устанавливаемым при проектировании, является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

А – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

В – для холоднодеформированной арматуры.

Классы арматуры по прочности на растяжение А и В отвечают гарантированному значению предела текучести (с округлением) с обеспеченностью не менее 0,95, определяемому по соответствующим стандартам.

Для железобетонных конструкций **без предварительного напряжения** арматуры следует предусматривать арматуру:

- гладкую класса А240 (А-I);
- периодического профиля классов А300 (А-II), А400 (А-III, А400С), А300 (А500С), В500 (Вр-I, В500С).

В качестве арматуры железобетонных конструкций, устанавливаемой по расчету, следует преимущественно применять арматуру периодического профиля классов А300 и А400, а также арматуру класса В500 в сварных сетках и каркасах.

Для железобетонных **предварительно напряженных** конструкций следует предусматривать:

в качестве напрягаемой арматуры:

горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600 (А-IV), А800 (А-V) и А1000 (А-VI);

холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II); канатную 7- и 19-проволочную классов К1400, К1500 (К-7, К-19);

в качестве ненапрягаемой арматуры:

горячекатаную гладкую класса А 240 (А-I);

– горячекатаную, термомеханически упрочненную и холоднодеформированную периодического профиля классов А300 (А-II), А400 (А-III), А500 (А500С), В500 (Вр-I, В500С).

В конструкциях, эксплуатируемых при статической нагрузке в отапливаемых зданиях, а также на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре минус 40 °С и выше, может быть применена арматура всех вышеуказанных классов, за исключением арматуры класса А300 марки стали Ст5пс (диаметром 18...40 мм) и класса А240 марки стали Ст3кп, которые применяют при расчетной температуре минус 30 °С и выше.

Нормативные значения прочностных характеристик арматуры

Основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению $R_{s,n}$, принимаемое в зависимости от класса арматуры по табл. П.13.6.

Таблица П.13.6

Нормативные значения сопротивления арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
А240	6–40	240
А300	6–40	300
А400	6–40	400
А500	10–40	500
А600	10–40	600
А800	10–32	800

A1000	10–32	1000
B500	3–12	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300
Bp1400	4; 5; 6	1400
Bp1500	3	1500
K1400(K-7)	15	1400
K1500(K-7)	6; 9; 12	1500
K1500(K-19)	14	1500

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s приведены для предельных состояний первой группы в табл. П.13.7.

Расчетные значения сопротивления арматуры сжатию R_{sc} принимают равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению R_s , но не более значений, отвечающих деформациям укорочения бетона, окружающего сжатую арматуру: при кратковременном действии нагрузки – не более 400 МПа, при длительном действии нагрузки – не более 500 МПа. Для арматуры класса B500 граничные значения сопротивления сжатию принимаются с коэффициентом условий работы, равным 0,9 (табл. П.13.7).

Таблица П.13.7

Расчетные значения сопротивления арматуры

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	215	215
A300	270	270
A400	355	355
A500	435	435(400)
A600	520	470(400)
A800	695	500(400)
A1000	830	500(400)
B500	415	415(360)
Bp1200	1000	500(400)
Bp1300	1070	500(400)
Bp1400	1170	500(400)
Bp1500	1250	500(400)
K1400	1170	500(400)
K1500	1250	500(400)
Примечание. Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.		

Основными деформационными характеристиками арматуры являются значения:

- относительных деформаций удлинения арматуры ϵ_{s0} при достижении напряжениями расчетного сопротивления R_s ;
- модуля упругости арматуры E_s .

Значения относительных деформаций арматуры ϵ_{s0} определяют как упругие при значении сопротивления арматуры R_s для арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s}; \quad (\text{П.13.3})$$

для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} + 0,002. \quad (\text{П.13.4})$$

Значения модуля упругости арматуры E принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными

$E_s = 1,8 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – для арматурных канатов (K);

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – для остальной арматуры (A и B).

П.13.2. ПЕРЕХОД ОТ МАРКИ К КЛАССУ БЕТОНА

Марка бетона M определяется каким-либо неразрушаемым методом (пластической деформации – склерометр, молоток Кашкарова); методами вырыва, скалывания ребра и др. или по данным типовой серии на усиливаемую конструкцию.

Класс бетона B конструкции определяется по формуле

$$B = M(1 - \eta \cdot \nu) / 9,81, \quad (\text{П.13.5})$$

где B – класс бетона, МПа;

M – марка бетона, кг/см²;

$\nu = 0,135$ – рекомендуемый коэффициент вариации при переходе к классу бетона;

$\eta = 1,65$ – стандарт для принятой обеспеченности $P = 0,95$.

Приложение 14

ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА КИРПИЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами при высоте ряда кладки 50...150 мм на тяжелых растворах принимаются по табл. П.14.1 [10, табл. 2].

Расчетные сопротивления кладки сжатию следует умножать на коэффициенты условий работы γ_c , равные:

а) $\gamma_c = 0,8$ – для столбов и простенков площадью сечения 0,3 м² и менее;

б) $\gamma_c = 1,15$ – для кладки после длительного периода твердения раствора (более года).

Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки E_0 при кратковременной нагрузке для неармированной кладки определяется по [10, формула 1]

$$E_0 = \alpha \cdot R_u, \quad (\text{П.14.1})$$

где α – упругая характеристика кладки, определяемая по табл. П.14.2 [10, табл. 15];

$R_u = 2R$ – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки.

Относительная деформация кладки с учетом ползучести определяется по [10, формула 9]

$$\varepsilon = \nu \frac{\sigma}{E_0}, \quad (\text{П.14.2})$$

где σ – напряжение, при котором определяется ε ; ν – коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки: $\nu = 2,2$ – для кладки из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования; $\nu = 3,0$ – для кладки из силикатного кирпича и камней.

Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки

Марка кирпича	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов при высоте кладки 50–150 мм на тяжелых растворах при марке раствора							
	200	150	100	75	50	25	10	4
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7
50	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6

Примечание. К расчетным сопротивлениям кладки на растворах марок от 4 до 50 следует вводить коэффициенты: 0,85 – для жестких растворов (без добавок извести и глины); 0,90 – для цементных растворов (без извести и глины) с органическими пластификаторами

Таблица П.14.2

Упругая характеристика кладки α [10, табл. 15]

Вид кладки	Упругая характеристика кладки α				
	При марках раствора			При прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2(2)	Нулевой
7. Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого	1000	750	500	350	200
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

Деформации усадки кладки из кирпича, камней и крупных блоков, изготовленных на силикатном или цементном вяжущем – $3 \cdot 10^{-4}$. Деформации усадки кладки из глиняного кирпича и керамических камней не учитываются.

Модуль сдвига кладки следует принимать равным $G = 0,4E_0$.

Коэффициент линейного расширения кладки определяют по табл. П.14.3 [10, табл. 16]

Таблица П.14.3

Коэффициенты линейного расширения α , [10, табл. 16]

Материал кладки	Коэффициент линейного расширения кладки α , град ⁻¹
1. Кирпич глиняный полнотелый, пустотелый	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутабетон	0,00001
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

Коэффициент продольного изгиба φ , определяется по табл. П.14.4 [10, табл. 18]

Таблица П.14.4

Коэффициенты продольного изгиба φ [10, табл. 18]

Гибкость		Коэффициенты продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54

10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	—
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	—
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	—
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	—
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—

Примечания: Коэффициенты φ для отношений λ_h , превышающих предельные [10, п. 6.16-6.20] следует принимать при определении φ_c при расчете на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

Гибкости элементов определяют по формулам:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}; \quad \lambda_h = \frac{l_0}{h},$$

где l_0 – расчетная высота (длина) элемента, определяемая в зависимости от опирания элементов на горизонтальные опоры по рис. П.14.1; i – наименьший радиус инерции сечения элемента; h – меньший размер прямоугольного сечения.

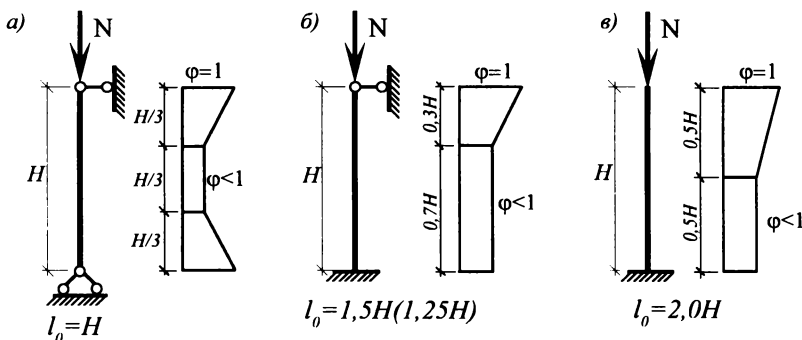


Рис. П.14.1. Определение расчетных длин l_0 и распределение коэффициентов φ по высоте

Для конструкций с частично защемленными опорами l_0 принимается не менее $l_0 = 0,8 H$, где H – расстояние между перекрытиями или другими ж/б опорами. При жестких опорах и заделке в стены сборных ж/б перекрытий $l_0 = 0,9 H$, при монолитных $l_0 = 0,8 H$.

ХАРАКТЕРИСТИКИ УГЛЕПЛАСТИКОВ И ТЕХНОЛОГИЯ УСИЛЕНИЯ

Углеродные волокна изготавливаются на основе исходных смолы или полиакрилонитрила (PAN). Первый тип волокон изготавливается из очищенных нефти или угля, пропускаемых под большим давлением через очень тонкое сопло и впоследствии отверждаемых термопроцессом. Полиакрилонитриловые волокна изготавливаются из полиакрилонитрила путем его карбонизации под воздействием высокой температуры. Диаметр волокон при этом способе их получения меньше и составляет 5...8 мкм.

Композиционный материал состоит из волокон (фибры), отвержденных в эпоксидном полимере. Объемное содержание волокон колеблется от 25...35% в холстах до 50...70% в полосах (ламинатах). Волокна являются основным элементом композиционного материала, воспринимающим внешние силовые воздействия, а отвер-

ждающий полимер (матрица) перераспределяет нагрузку между ними и предохраняет от агрессивного воздействия внешней среды.

Основные свойства фибры (углеродных волокон)

Стойкость к химическим воздействиям. Хорошо сопротивляются многим химическим воздействиям: щелочам, кислотам, хлоридам, сульфатам, нитратам и др. Большая концентрация солей может привести к изменению кристаллической решетки у волокон, а следовательно, к их разрушению.

Сопротивление ультрафиолетовому излучению. Не подвержены воздействию ультрафиолетового излучения. Прямое воздействие солнечных лучей повышает хрупкость матрицы.

Электропроводимость. Проводят электрический ток.

Воздействие огня. Окисляются на воздухе при температуре около 650 °С, не поддерживают горение. При пожаре определяющим будет поведение отверждающего полимера.

Безопасность. Не опасны для здоровья в условиях нормальной эксплуатации. Отдельные части фибры могут привести к раздражению кожи, глаз и слизистых оболочек.

Изготавливаются два основных типа композиционных материалов.

Ламинаты – углеродные волокна, строго ориентированные в одном направлении и омоноличенные (ламинированные) в полимере в виде жестких полос. Ламинаты приклеивают непосредственно на поверхность усиливаемых конструкций.

Холсты (wrap) – гибкая ткань с однонаправленным и двунаправленным расположением волокон. Холсты при установке на конструкции утапливаются в полимерный клей-матрицу, обеспечивающую их плотное прилегание к поверхности.

Ламинаты и холсты с однонаправленными волокнами используют для восприятия продольных усилий изгибаемых, центрально и внецентально сжатых элементов (плоских и ребристых плит, ригелей, балок, элементов ферм и т.д.). Холсты с двунаправленными волокнами применяют для усиления конструкций, работающих при сложном напряженном состоянии, для восприятия поперечной силы и сдвиговых усилий (колонны, стойки, приопорные части балок и ригелей каркасных зданий).

Углеволоконные материалы применяют для ремонта, усиления и реставрации конструкций и сооружений из бетона, железобетона, камня и дерева в зданиях и сооружениях гражданского и промышленного назначения, мосты, трубы и тоннели, инженерные сооружения и т.д.

Основные преимущества углеволоконных материалов: малый вес; возможность изготовления любых длин; малая общая толщина; легкость доставки (рулоны); высокая прочность; высокая усталостная прочность; высокая щелочестойкость; отсутствие коррозии.

Основные недостатки ***углеволоконных материалов***: невысокая огнестойкость матрицы; вандализм и случайные повреждения незащищенной конструкции; высокая стоимость в настоящее время.

Технология выполнения работ по усилению включает в себя следующие операции

♦ Подготовка поверхности конструкции.

Поверхность конструкции в местах наклейки листовых материалов подвергают очистке, чаще всего пескоструйной обработке, что позволяет вскрывать поровую структуру бетона. Трещины раскрытием более 0,2 мм заделывают полимерным раствором. Поверхность должна быть сухой, без цементного молочка и слабых мест. С поверхности удаляют разрушившийся и слабopрочный бетон, очищают от продуктов коррозии и восстанавливают защитный слой специальными составами (см. прил. 18). Затем обработанную поверхность шлифуют абразивным инструментом для придания

ровности и шероховатости, выступающие острые кромки скругляют до радиуса 10...30 мм. Конструкционная прочность поверхностного слоя бетона на растяжение должна быть не менее 1,5 МПа. После выравнивания поверхность обеспыливают. Чтобы исключить концентрацию напряжений в углепластиковых листах или ламинатах и обеспечить равномерность распределения растягивающих напряжений, следует обеспечить ровность поверхности – максимальное отклонение 1 мм на полосе длиной 30 см. Высота неровностей не более 0,5...1,0 мм. Если данное требование не соблюдается, то необходимо выровнять поверхность с помощью выравнивающего состава – на основе эпоксидной смолы и кварцевого песка с модулем крупности МК = 0,5...0,8 мм: компонент А (эпоксидная смола) – 2 в.ч.; компонент В (отвердитель) – 1 в.ч.; компонент С (кварцевый песок) – 3 в.ч. Для перемешивания используют миксер со скоростью вращения 400...600 об/мин.

◆ *Монтаж материала.*

Проводят разметку, разматывая из рулона. Уложив на стол, нарезают с помощью отрезной машинки. Обезжиривают, используют органический растворитель, при этом одновременно удаляется графитовая пыль. Монтаж осуществляется с применением клея на основе эпоксидной смолы: компонент А (эпоксидная смола) – 2 в. ч., компонент В (отвердитель) – 1 в. ч. На поверхность конструкции в местах наклейки с помощью шпателя наносят слой клея толщиной 1–1,5 мм. Проводят монтаж ламината с нанесенным на нем клеем в рабочее положение, он должен быть плотно прижат к поверхности при помощи твердого резинового валика. Холст должен быть утоплен в матрицу, излишки клея удалены. Через 30 мин наносится следующий слой. Температура окружающего воздуха +10 °С; влажность бетона – 4%; температура поверхности бетона на 3 °С выше температуры точки росы. Максимальная температура эксплуатации +50 °С.

◆ *Качество монтажа.*

Качество работ с ламинатом проверяют по толщине наносимых слоев или по расходу клея. Для проверки адгезии изготавливают тестовые образцы для испытания. При необходимости ламели и холсты могут быть покрыты огнестойким материалом.

Таблица П.15.1

Технические характеристики ламелей (по данным фирмы Sika AG)

	Sika CarboDur S S512... S1512	Sika CarboDur M M514...M1214	Sika CarboDur H H514
Модуль упругости (среднее значение), МПа	>165000	>210000	>300000
Модуль упругости (минимум), МПа	>160000	>200000	>290000
Предел прочности при растяжении, МПа	>2800	>2800	>1350
Удлинение при разрушении (min), %	1,7	1,35	>0,45
Ширина/толщина/площадь сечения	50...150/1,2/60...180	50...120/1,4/70...168	50/1,4/70

Таблица П.15.2

Технические характеристики клея Sikadur-30 (по данным фирмы Sika AG)

Плотность/цвет	смесь А + В – 1,65 кг/л/серый
Время: жизни/работы с материалом	40 мин. (Т = +35 °С); 120 мин (Т = +10 °С)/30 мин (Т = +35 °С)
Усадка/температура стеклования	0,04%/62 °С
Модуль упругости	12800 МПа
Адгезия к бетону	Растяжение – разрушение бетона (4 МПа) Сдвиг – разрушение бетона (~15 МПа)
Коэффициент линейного расширения	9х10 ⁻⁵ на 1 °С (от –10 °С до +40 °С)

Технические характеристики углепластиковых холстов

Фирма-изготовитель	Толщина, мм	Прочность при растяжении, МПа	Модуль упругости, МПа	Относительное удлинение при разрыве, %
Tyfo	1,04	1000	69000	1,5
Sika	0,13-1,0	1000-3500	73000-230000	1,3-1,5
CLEVER	0,12-0,23	2600-3900	240000-640000	0,4-1,5
MBT	0,165	3000-3600	230000-380000	0,8-1,5
Fosroc	0,11-0,17	1900-2300	230000-375000	0,5-1,0
Replarc	0,11-0,17	1900-6400	230000-640000	0,3-1,5
Россия	0,13-0,25	1200-1400	100000-140000	0,8-1,2

Приложение 16

МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ТЕПЛОВОЙ ЗАЩИТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Теплоизоляционные материалы на основе минеральной и стеклянной ваты.

Отечественные плиты из минеральной ваты получают при переработке расплава горных пород (базальтовой группы), имеют волокнистую структуру. Благодаря наличию большого количества микропор, заполненных воздухом, плита обладает высокими тепло- и звукоизоляционными свойствами. Плиты относятся к группе трудно сгораемых материалов, экологически безопасны.

«Роквул» (**ROCKWOOL**) - вата на каменной (вулканической) породе. «**URSA**», «**ISOVER**» представляют собой ковер из тончайших стеклянных волокон, обработанных связывающим составом.

В табл. П.16.1 приведены технические характеристики теплоизоляционных материалов на основе минеральной ваты.

Таблица П.16.1

Технические характеристики специальных фасадных жестких плит из минеральной ваты на синтетическом связующем

Наименование	Плотность, ρ_0 , кг/м ³	Прочность, кН/м ²	Толщина, мм	Ширина, мм	Длина, мм	Теплопроводность, λ_0 , Вт/(м·°C)	Огнестойкость
УТЕК-200	150	20	40-60	500	1000	0,049	Нерог.
НОБАСИЛ TF	150	45	40-160	500,600	1000	0,048	Нерог.
ISOVER FASOTERM PF	150	>40	40-150	500	1000	0,039	Нерог.
ISOVER FASOTERM NF	100	>40	20-200	200	1000	0,042	Нерог.
ROCKWOOL FASROCK	120	>15	20-150	600	1000	0,039	Нерог.
ROCKWOOL FASROCK-L (Ламелла)	85	>100	40-240	200	1200	0,039	Нерог.
URSA TSP	70	14	20-40	600	1250	0,032	Нерог.
URSA TEP	80	14	30-120	600	1250	0,033	Нерог.
URSA TFP	70	14	40-120	1150	1250	0,033	Нерог.
PAROC RAL3	110	6-8	50-140	600	1200	0,035	Нерог.
PAROC FAS4	140	6-8	30-140	600	1200	0,039	Нерог.
PAROC RAL5	170	6-8	20-120	600	1200	0,0345	Нерог.
PAROC FALI (Ламелла)	85	6-8	50-150	200	1200	0,039	Нерог.

Пенополистиролбетон – композиционный материал, состоящий из вспененных гранул пенополистирола и поризованного цементного камня. Пенополистиролбетон является трудногорючим материалом, обладает высокими тепло- и звукоизоляционными показателями, высокой морозостойкостью, низким водопоглощением, защищает металлические конструкции от коррозии. Плотность пенополистиролбетона составляет 200-250 кг/м³. Наиболее эффективно применение пенополистиролбетона в кровлях, так как этот материал обладает значительной прочностью, что позволяет осуществлять устройство мягкой кровли непосредственно на поверхности без устройства цементно-песчаной стяжки. Размеры пенополистиролбетонных плит 2000x1000x(20-50 мм).

Пенополиэтилен (ППЭ) – физически связанная, эластичная полиолефиновая пена с закрытой ячеистой структурой, с повышенными физическими и химическими свойствами. ППЭ толщиной 5 мм по теплоизоляции превосходит кирпичную стену в 125 мм. Благодаря закрытопористой структуре в ППЭ практически отсутствует водопоглощение, что позволяет использовать его для паро- и гидроизоляции без дополнительных гидроизоляционных материалов. Область применения ППЭ: разделяющие перегородки в фундаментах, теплоизоляция стен жилых и промышленных помещений, садовых домиков и коттеджей, гаражей, кессонов, лоджий и т.п., утепление труб горячего и холодного водоснабжения, звуковая изоляция вентиляционных труб; тепло-гидрозвукоизоляционные подкладки полов, подложки под паркет и ковролин; уплотнение стыков сборных элементов зданий, срубов и т.п.

Разновидность ППЭ – фольгированный пенополиэтилен – обладает также и способностью теплоотражения. Особенно применим для саун, бань, трубопроводов, как теплоотражающий экран за отопительными приборами.

Пенополиуретановые плиты (г. Москва) – теплоизоляционные полимерные материалы, получаемые путем реакции поликонденсации. Коэффициент теплопроводности материала $\lambda = 0,030 - 0,035$ Вт/(м °С). Плиты не подвержены гниению, имеют низкую горючесть (группа горючести Г1). Выпускают толщиной 20 - 120 мм и размерами в плане 1x1,2 м. Выпускаются плиты марок «Р1» и «Р2» – без защитного покрытия, и марок «Р1-Ф», «Р2-Ф» – с защитным покрытием в виде фольги.

Пенофол – теплоизоляционный материал, состоящий из пищевой фольги и полистиленовой пены. Изготавливается в виде рулонов и применяется в качестве отражательной изоляции. Пенофол герметичен, не подвержен гниению, имеет низкую горючесть (группа горючести Г1). Применяется для утепления поверхностей чердаков, мансард, крыш.

Пенопласт «Изолан 123» (г. Владимир) – пенополиуретан (ППУ), применяемый методом напыления на поверхности различных строительных конструкций, в том числе и плит покрытий. Отличается низкой теплопроводностью (коэффициент теплопроводности $\lambda = 0,025$ Вт/(м °С)).

Термопанель (г. Самара) – сэндвич-панель, состоящая из термослоя (утеплителя) и металлических облицовок в виде профилированных металлических листов толщиной 0,5 – 0,8 мм. Термослой изготавливают из базальтового утеплителя или экструзионного полистирола с коэффициентами теплопроводности $\lambda = 0,034 - 0,036$ Вт/(м °С). Для придания панелям декоративных свойств и дополнительной защиты от коррозии на облицовочные листы наносят специальные полимерные покрытия. Панели выпускают с размерами сторон 1x14 м и толщиной по утеплителю 50 – 200 мм.

В табл. П.16.2 приведены технические характеристики теплоизоляционных материалов на основе выдавленного или экструдированного полистирола, который имеет лучшие механические характеристики, практически водонепроницаем, обладает более низкой теплопроводностью. Экструдированный полистирол применяется для утепления поверхностей, подвергающихся влиянию высокой влажности (стены подвалов, нижняя зона цоколей зданий может заменять обмазочную гидроизоляцию), элементов здания с малой наружной поверхностью и высокой теплопроводностью, откосов оконных и дверных проемов, цоколей и полов террас, балконов и лоджий.

Таблица П.16.

Технические характеристики экструзионных полистирольных пенопластов для традиционных и инверсионных кровель и фасадных систем

Наименование	Плотность, ρ_0 , кг/м ³	Прочность при 10% деформации, МПа	Теплопроводность, λ_0 , Вт/(м·°C)	Коэффициент паропроницаемости, μ , мг/(м·ч·Па)	Водопоглощение, % по объему	Размеры: ширина, длина, толщина, мм	Воспламеняемость. Температура применения
«ПЕНО-ПЛЕКС 35»	29,5–38,5	0,25	0,029	0,018	За 30 суток <0,4	600 1200–4500 20–120	Слабгорючий -50...+75
«Стиродур 2000»	25	0,25	0,035	0,0125	за 28 суток 0,5	600 1250,2500 20–200	Тяжеловоспламеняемый -50...+75
ИКОПАЛ, ПСБ-С-25	25	0,25	0,033	0,034	за 24 часа <1,06	500 1000 20–200	– -50...+75
URSA XPS N-III-PZ-I	25	0,25	0,035	0,036	за 24 часа <0,13	600, 1250, 30–140	– -50...+75
СТИРОЛ «ПС-4-40»	40	0,25	0,034	0,044	за 24 часа <9,0	500–850 500–850 50–80	Средневоспламеняемый -50...+75
«Фибран ВТ»	28–30	0,25–0,3	0,025	0,0018	за 24 часа <0,15	600 1250 20–100	–

МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЪЗУЕМЫЕ ДЛЯ ГИДРОИЗОЛЯЦИИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Гидроизоляционные материалы на основе цемента – см. прил. 18.

Мастичная гидроизоляция

Мастика **«Магир»** (ПО «Норвест», Россия). Область применения: для ремонта и устройства всех типов кровли, а также для защиты от протечек межпанельных швов, ванн, душевых, подвалов и т. п. «Магир» полностью состоит из полимеров и поэтому не требует отвердителя и предварительного разогрева. Ею можно работать при температуре от -12 до +40°C. После испарения растворителя мастика становится резиноподобным материалом.

Гидроизоляция **«Флехендихт»** (фирма «KNAUF», Германия). Представляет собой не содержащую растворителей каучуко-битумную эмульсию и применяется для гидроизоляции внутренних и наружных поверхностей, а также для защиты от коррозии. Этот материал не вреден для здоровья, не имеет запаха и вкуса, его можно применять в конструкциях для питьевой воды.

Гидроизолирующая смесь **«Дихтунгсшлемме»** (производится фирмой «KNAUF», Германия). Представляет собой чисто минеральное, гидравлически отверждаемое средство для уплотнения внешних поверхностей с целью изоляции от грунтовых вод, атмосферных осадков и напорной воды во всех внутренних и внешних зонах, например в старых и новых постройках, влажных помещениях, плавательных бассейнах, мокрых камерах, водных резервуарах и др. Обеспечивает водонепроницаемость при одновременной паропроницаемости (конструкции остаются «дышащими»). Гидроизолирующая смесь обладает высокой адгезией. Применяется для изоляции емкостей с питьевой водой.

Мастика **«Вента-У»** (г. Москва) – двухкомпонентная полимер-битумная мастика на основе бутилкаучука. Непосредственно перед применением мастику смешивают с вулканизированным компонентом. Смесь наносят кистью, валиком или безвоздушным распылителем тонким слоем на плотное основание. На этот слой приклеивают стеклоткань и покрывают сверху 1 – 2 слоями мастики. Расход мастики 2 - 5 кг/м². Время высыхания и вулканизации – около 3 - 24 ч. Работать при температуре от -20 до +40 °C. Мастика рекомендуется для ремонта старых кровель и устройства новых покрытий по сплошному основанию. Прогнозируемая долговечность кровельного покрытия 10 - 15 лет.

Композиция **«Поликров»** (г. Москва) представляют собой слоистое кровельное покрытие, формируемое непосредственно на кровле. В состав композиции входит рулонная армирующая основа («Поликров-АР»), мастика («Поликров-М») для ее наклейки на основание кровли и наливного атмосферостойкого лицевого покрытия («Поликров-Л»). Рулонная основа создает прочный изоляционный слой определенной толщины, а дополнительный наливной (лаковый) слой – монолитную пленку, снимающую проблему герметичности швов и примыканий. Прогнозируемая долговечность около 25 лет.

Рулонные кровельные материалы

Качество рулонных кровельных материалов оценивается в соответствии с ГОСТ 30547-97 «Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Общие технические условия».

Линохром, Рубемаст, Стекломаст (г. Рязань, г. Рыбинск, г. Выборг) – битумный (с пластификатором) рулонный наплавляемый кровельный и гидроизоляционный материал на негниющей основе (стеклохолст, стеклоткань, полиэстер) с крупнозернистой или пылевидной посыпкой на лицевой поверхности. Долговечность 10...15 лет.

Элабит (г. Рязань) (ТУ 5770-528-00284718-93) – битумно-полимерный рулонный кровельный наплавляемый материал на основе стеклоткани. Модификатор вяжущего - термопластичный каучук. Элабит - наиболее современная марка рулонного кровельного материала, отличающаяся высокой эластичностью, сохраняемой при низких температурах. Прогнозируемая долговечность 20 - 25 лет.

Филизол (г. Москва) (ТУ 5774-002-04001232-94) – наплавляемый кровельный и гидроизоляционный материал, армированный стеклотканью или стекловолокном, покрытый с двух сторон слоем битумно-полимерного связующего (модификатор – каучук СБС) с крупнозернистой или пылевидной посыпкой на лицевой поверхности. Долговечность кровли в два слоя – 10...15 лет.

Изопласт (г. Кириши) (ТУ 5774-005-05766480-95) – битумно-полимерный кровельный и гидроизоляционный наплавляемый материал на основе малоокисленного, модифицированного полипропиленом (АПП) и армированного нетканой полиэфирной или стекловолокнистой основой. Снизу материал покрыт тонкой (10 мкм) полиэтиленовой пленкой. Масса 1 м² материала – 4,5...5,0 кг. Высокая долговечность – не менее 15 - 25 лет.

Техноэласт (г. Рязань, г. Выборг, г. Рыбинск) – полимер-битумный модифицированный (модификатор - СБС) рулонный кровельный и гидроизоляционный материал. Основой может быть каркасная стеклоткань, или стеклохолст, или полиэстер. Работает в самом широком диапазоне температур, в том числе в климатических условиях Крайнего Севера. Срок службы на кровле составляет 25–30 лет.

Унифлекс (г. Рязань, г. Выборг, г. Рыбинск) – полимер-битумный рулонный наплавляемый кровельный и гидроизоляционный материал, модифицированный СБС (стирол-бутадиен-стирол). Состоит из негниющей основы (каркасной стеклоткани, или стеклохолста, или полиэстера), покрытой битумно-полимерным вяжущим.

Фольгоизол (г. Москва) (ГОСТ 20479-84) – рулонный материал на основе тонкой алюминиевой фольги, покрытой с нижней стороны слоем резино-битумного связующего с порошкообразным минеральным наполнителем и антисептиком. Масса связующего на 1 м² фольги – не менее 2 кг. Рекомендуются применять фольгоизол для устройства защитного слоя на теплоизоляции трубопроводов и воздуховодов, расположенных как в помещении, так и на открытом воздухе. Рационально применять также фольгоизол для верхнего слоя кровли и в качестве пароизоляции.

Технические характеристики некоторых рулонных битумных и битумно-полимерных гидроизоляционных материалов

№ п/п	Наименование, ТУ	Толщина, мм	Масса вяжущего, кг/м ² , не менее	Основные физико-механические свойства материалов				Срок службы, лет
				Теплостойкость, °С	Температура хрупкости, °С	Разрывная сила, Н	Водопоглощение, %	
1	Бикропласт К	4,5	—	100	—	600	1	25
2	Битулин ГП	5,0	5,7	150	—		0,06	10
3	Изопласт К ТУ 5774-005-05766480-02	5,0	4,5—5,0	120	—	600—800	1	30
4	Изоэласт К ТУ 5774-007-05766480-02	—	4,5—6,0	90	-40	600	1	30
5	Техноэласт ЭМП, ТУ 5774-003-00287852-99	—	5,0	100	—	670—780	—	—
6	Унифлекс ТУ 5774-001-17925162-99	—	—	90	—	400—780	—	—
7	Филизол В ТУ 5774-002-04001232-94	3,5	—	90	-30	500	—	10—15
8	Филизол Н ТУ 5774-002-04001232-94	2,5	—	80	-20	300	—	10—15
9	Экофлекс ТУ 5774-003-17825162-00	—	—	120	—	670—780	—	—
10	ЭлабитК ТУ 5770-528-00284718-93	3,5	—	90	-20	800	1,5	20—25
11	Рубитексмост, ТУ 5774-003-00289973-95*	—	5,5	85	-40	600		
Рулонные полимерные материалы								
12	Кровлен ТУ 8725-011-00302480-95	1,0	—	120	—	6,5 МПа	1,5	>20
13	Кровлелон А ТУ 95-25048396-054-93	1,4	—	150	—	12,0 МПа	1,0	>20
14	Поликров АР-130 ТУ 5774-002-11313564-96	1,3	1,8	—	—	3,0 МПа	0,20	25
15	Эпикром EPDM ТУ 5774-001-46439362-99	1,2	1,63	120	—	4,8 МПа	0,15	>20

МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЪЗУЕМЫЕ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА, ЗАЩИТЫ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ И ПОВЫШЕНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ

П.18.1. Восстановление защитного слоя бетона, ремонт поверхности и защита железобетонных конструкций от коррозии

Первичная защита

К бетонам с высокоактивными минеральными добавками относятся бетоны с добавками поликомпонентных модификаторов серии «МБ»: МБ-01 (ТУ 5743-073-46854090-98); МБ-С (ТУ 5743-083-46854090-98); «Эмбэлит» (ТУ 5870-176-46854090-04) в количестве 10...20% от массы цемента, разработанные в ЦНИИС и НИИЖБ, что позволяет получить бетоны классов В30...В80 и выше, в том числе с высокой ранней прочностью при нормальном хранении – до 40 МПа в возрасте 1 сут. Бетоны с добавками имеют марку по водонепроницаемости W12...W20 и марку по морозостойкости F200...300.

Модификаторы предназначены для применения в тяжелых и мелкозернистых бетонах и представляют собой порошкообразные композиционные материалы на органико-минеральной основе полифункционального действия. Их минеральная часть представлена микрокремнеземом (для МБ-01), смесью микрокремнезема с кислой золой-уноса (для МБ-С), термообработанным каолином, гипсом или их смесью с кислой золой-уноса и микрокремнеземом (для «Эмбэлита»), а органическая часть – суперпластификатором С-3 или его смесью с регуляторами твердения. Размер частиц добавок значительно меньше частиц цемента и составляет в среднем 0,1 мк.

У бетонов с МБ-01 и МБ-С повышается: непроницаемость бетона для воды и газов, в том числе для растворов хлористых солей; морозостойкость; сульфатостойкость и кислотостойкость; защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре и т.д.

Основным преимуществом бетонов с модификаторами «Эмбэлит» является компенсация усадки бетонов. Снижение деформаций усадки особенно важно для мелкозернистых бетонов, а повышение усадочной трещиностойкости – для сооружений повышенной непроницаемости, таких как трубы и тоннели и т.п. Кроме этого применение в бетонных смесях добавки «Эмбэлит» улучшает перекачиваемость и стабильность консистенции бетонных смесей во времени. Применение модификаторов «МБ» способствует решению экологической проблемы – утилизации пылевидных отходов ферросплавных производств и тепловых электростанций.

Для восстановления защитного слоя и ремонта можно также применять готовую смесь – **ЭМАКО S88C** (безусадочная быстротвердеющая сухая бетонная смесь тиксотропного типа, содержащая полимерную фибру). Толщина нанесения в один слой от 20 до 40 мм. Материал рекомендуется наносить на поверхность набрызгом или кельмой. Рекомендуется применять для:

- ремонта армированных или преднапряженных балок;
- ремонта поврежденных и разрушенных элементов бетонных и железобетонных конструкций;
- ремонта покрытий, где содержится много минеральных масел, смазочных материалов;
- ремонта вертикальных и потолочных поверхностей.

При использовании для заливки в опалубку рекомендуется применять состав ЭМАКО S88.

Технические характеристики ЭМАКО S88C

Показатель	Значение
Прочность на растяжение при изгибе, на 1/28 суток	5/8 МПа
Прочность на сжатие, на 1/28 суток	28/70 МПа
Сцепление с бетоном/сталью, на 28 сутки	> 1,5/3,0 МПа
Морозостойкость, циклы	> 300
Модуль упругости	> 25000 МПа
Сульфатостойкость/Водонепроницаемость	> 90 %/12 атм

Использование приведенных составов практически решает задачу первичной защиты железобетонной конструкции без использования средств вторичной защиты железобетона, что увеличивает коррозионную стойкость конструкций и их долговечность.

Перед восстановлением защитного слоя бетона поверхность конструкции должна быть тщательно очищена от разрушившегося бетона и продуктов коррозии стали. После этого выполнено защитное покрытие арматуры и закладных деталей (табл. П.18.2).

Таблица П.18.2

Материалы для защиты стальной арматуры и стальных закладных деталей

Назначение	Наименование, номер технических условий	Основной тип действия	Основные свойства
Модификатор ржавчины	ИФХАН-58ПР ТУ 37-110-58-02	Преобразователь ржавчины	Наносится на поверхность стали, имеющей налет ржавчины толщиной до 300 мкм и в труднодоступных местах
Цинкнаполненная краска	ЦИНОЛ ТУ 2313-012-12288779-99	Протекторная защита	Наносится на поверхности стали толщиной 100–120 мкм
Мастерсил 300В	–	Антикоррозионная защита	Тиксотропная смесь, наносится щеткой или кистью на арматурный стержень

После выполнения защитного покрытия стали выполняется ремонт поверхности и восстанавливается защитный слой вышеприведенными составами. Толщина защитного слоя должна соответствовать требованию норм [14] для данных условий эксплуатации, но не менее 20 мм.

В качестве ремонтных составов могут быть рекомендованы (кроме приведенных) следующие материалы: «Структурит 300» – однокомпонентный быстротвердеющий раствор, получаемый из порошка «Структурит 300» (смесь портландцементов, кремнезема, полимерного порошка на основе акрилата и модифицированных добавок). Цементным тестом покрывается оголенная арматура, затем, не дожидаясь высыхания, наносится раствор слоями толщиной от 5 до 50 мм; – мелкозернистый сталефибробетон из сухой смеси РМ-26М; – полимеракриловая дисперсия «СЕМПИ»; – полимерцементное покрытие на базе ПВАД (ПВАЭ); – жесткие, полужесткие и эластичные составы на базе эпоксидных смол.

Вторичная защита

Нанесение материалов, композиций и защитных систем осуществляется как ручными (кисть, валик, шпатель), так и механизированными методами (распылением). При выполнении защиты на больших поверхностях конструкций рекомендуется применять механизированные методы нанесения материалов, основанные на их распылении – пневматическое распыление и безвоздушное распыление под высоким давлением (св. 5 МПа).

Таблица П.18.3

Лакокрасочные тонкослойные материалы для защиты железобетонных конструкций от коррозии

Характеристика лакокрасочного материала по типу пленкообразующего	Марка материала	Нормативный документ	Индекс ¹⁾ , характеризующий стойкость	Условия применения покрытий на конструкциях из железобетона
Алкидные	Эмали ПФ-115 Эмали ПФ-133	ГОСТ 6465-76* ГОСТ 926-82*	а, ан, п	Наносятся по грунтовкам лаками ПФ-170, ПФ-171
Полимерцементные краски ПВАЦ, СВМЦ, СВЭЦ на основе поливинилацетатной дисперсии	Дисперсия СВЭД-10ВМ	ТУ 6-05-041-399-72	а, ан, п	По грунтовке ГКЖ-10, ГКЖ-11, ПВАД; грунтование разбавленной дисперсией; латексом СКС-65ГП
Каучуковые	КЧ-112	ТУ 2388-012-02966758-99	а, ан, п	Грунтование разбавленной краской
Кремнийорганические жидкости	ГКЖ-10 ГКЖ-11 ГКЖ-11У	ТУ 6-02-696-76 ТУ 6-02-696-76 ТУ 6-05-11687721-009-94	а	Глубинная (поверхностная) пропитка
Кремнийорганические	Эмаль КО-174 Эмаль КО-168	ТУ 6-02-576-87 ТУ 6-02-900-74	а, ан, п а, ан, п	Грунтование разбавленной краской
Водно-дисперсные акриловые	ВД-АК-1505 «УХРА-1505» ВД-АК «Гамма-Элан»	ТУ 2316-002-29346883-01 ТУ 2316-012027524984-01	а, ан, п а, ан, п	Наносится по грунтовке ВД-АК-0501 «УХРА-0501» -
Хлорсульфированный полиэтилен	Лак ХП-734	ТУ 6-00-05763458-82-89	а, ан, п, тр	Наносится по грунтовке лаком ХП-734
Эпоксидные	Гамма-ВЭП	ТУ 2316-013-27524984-00	а, ан, п	Наносится по грунтовке разбавленной краской
Эпоксидно-каучуковые	ЗПСМ-Б	ТУ 2313-003-52591105-00	а, ан, п	Наносится по ЗМСМ-Б-грунт

¹⁾ а – на открытом воздухе; ан – то же, под навесом; п – в помещениях; тр – химически стойкие, трещиностойкие

**Лакокрасочные толстослойные композиции, комбинированные системы,
пропиточно-кольматирующие защитные материалы**

Вид покрытия	Наименование, номер техн. усло- вий	Параметры систем защи- ты ²⁾ , мм		Основной тип действия	Основные свойства
		h _{пр}	δ _{сл}		
Лакокрасочные толстослойные	Состав ТФ-1 ТУ 5770-004- 70017137-03	—	1,5–2,0	Защитное гидроизо- лирующее	Предотвращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздействия растворов ряда солей, повышает стойкость бетона к морозным воз- действиям
	Композиция «ВУК», ТУ 2252- 003-55244485-01	—	0,25–0,4		Наносится на поверхность бетона. Предот- вращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздейст- вия некоторых жидких агрессивных сред, повышает сохранность арматуры в бетоне, стойкость бетона к морозным воздействи- ям
Лакокрасочные комбинирован- ные системы покрытий	«Консолид» + «ВУК» ТУ 2252- 002-55244485-01	5–10	0,3–0,4		
Пропиточно- кольматирую- щие на поли- мерной основе	Композиция «Кон- солид», ТУ 2252- 002-55244485-01	5–15	—	Уплот- няющее, защитное	Наносится на поверхность бетона. Предот- вращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздейст- вия растворов ряда солей, повышает со- хранность арматуры в бетоне, стойкость бетона к морозным воздействиям
	Композиция «Си- пор», ТУ 2257-001- 29363290-97	5–10		Уплот- няющее, защитное	
	Состав ВВМ-М ТУ 2310-001- 43233022-02	5–10		Гидрофо- бизи- рующее, защитное	Предотвращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздействия растворов ряда солей, повы- шает стойкость бетона к морозным воз- действиям
Пропиточно- кольматирую- щие на цемент- но-полимерной основе	Кальмафлекс ТУ 5716-001- 18332866-03	3–20	1,5–5	Кольма- тирую- щее, уп- лотняю- щее, там- пони- рующее	Наносится на поверхность бетона. Предот- вращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздейст- вия большинства агрессивных сред, повы- шает сохранность арматуры в бетоне
	Акватрон, ТУ 5770-080- 07508005-99			Кольма- тирую- щее, уп- лотняю- щее	Предотвращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздействия некоторых агрессивных сред
	Гидротэкс ТУ 5716-001- 48526029-00			Кольма- тирую- щее, уп- лотняю- щее	Наносится на поверхность бетона. Предот- вращает попадание влаги в тело бетона
	ГИДРО-S, ТУ 5734-093- 46854090-99		5–10	Гидро- изоли- рующее	Наносится на поверхность бетона. Предот- вращает попадание влаги в тело бетона
	Пенетрон ТУ 5745-001- 55171585-03			Кольма- тирую- щее, гид- роизол.	Предотвращает попадание влаги в тело бетона, защищает поверхность бетона от воздействия некоторых агрессивных сред

²⁾ h_{пр} и δ_{сл} — соответственно глубина пропитки и толщина покрытия.

Лак ВВМ, разработанный в РХТУ им. Д.И. Менделеева, представляет собой раствор пространственно-разветвленных акрилсодержащих кремнийорганических олигомеров в смеси органических растворителей (толуол, ацетон). Лак ВВМ обладает повышенной гидрофобностью в качестве пропиточного состава и позволяет после пропитки получать на поверхности бетона высокоэффективные водоупорные покрытия. Лак имеет неограниченный срок хранения, обладает высокой скоростью пропитки и высыхания (через полчаса конструкция готова к эксплуатации), дает возможность варьировать в широких пределах газо- и паропроницаемость покрытия, позволяет добиваться высокой декоративности покрытия на его основе (любой цвет от матового до блестящего). Использование лака ВВМ позволяет получать жаростойкие и электроизоляционные покрытия масло- и бензостоек, лак обладает высокой стойкостью к неорганическим и органическим кислотам и солям. Лак может применяться при содержании в воде большого количества солей и кислот (на мясокомбинате), для антикоррозионной защиты и гидроизоляции, для нанесения декоративного покрытия в метрополитенах, для защиты железобетонных конструкций тротуаров, проезжей части бензозаправок от технических масел, бензина и т.п.

Герметик «Акватрон-6» обеспечивает непроницаемость при воздействии воды, растворов солей и нефтепродуктов, повышает морозостойкость бетона. Герметик наносится на очищенную поверхность бетона и может применяться для заделки мелких повреждений, раковин с добавлением 1...3% герметика в цементный раствор.

Кремнийорганические полимерные материалы для гидрофобизации поверхности строительных конструкций зданий и сооружений:

а) водная эмульсия ГКЖ-94, состоящая из 50%-ного водного раствора кремнийорганической жидкости ГКЖ-94, содержащей в качестве эмульгатора желатин;

б) раствор ГКЖ-94 (масла) в уайт-спирите или керосине;

в) водный раствор ГКЖ-94 – смесь кремнийорганических соединений с водой.

Гидрофобизация производится кистью или краскораспылителем. Гидрофобизация бетонных конструкций эмульсией ГКЖ-94 20%-ной концентрации в растворе ГКЖ-10 производится при температуре не ниже 10 °С по поверхности, предварительно очищенной щетками или пескоструйным аппаратом. Эмульсия наносится краскопультом на воздушно-сухую поверхность бетона в холодном состоянии (18–20 °С) в один слой по всей площади без пропусков и подтеков. Эмульсия бесцветная.

«Ксайнекс» – сухая смесь портландцемента, мелкого кварцевого песка и специальных активирующих химических добавок. При смешивании с водой и нанесении на ремонтируемые поверхности как цементирующего покрытия входящие в состав химикаты вызывают реакцию, в результате которой в порах и капиллярных трактах бетона вырастают разветвленные нитеобразные кристаллические образования, структура бетона уплотняется во всех направлениях, предотвращая проникновение воды. Кристаллизация проникает на глубину до 30 см от поверхности бетона. Обеспечивает водонепроницаемость находящихся под гидростатическим напором подземных конструкций при обработке их с внутренней стороны. Не предназначен для обработки температурных и развивающихся трещин.

ВАНДЕКС CRS ЭЛАСТ ПРОТЕКТИВ ПЕЙН СИСТЕМ – защитная система бетона для предотвращения его разрушения и повреждения. Применяется для покрытия бетона с поверхностными трещинами (усадовые трещины и т.п.), порами и раковинами. Не загрязняет окружающую среду, обладает хорошим сцеплением с бетоном, легко наносится на ремонтируемую поверхность, эффективно препятствует карбонизации, обладает высокой паропроницаемостью, атмосферостойкостью, хорошей эластичностью при низких температурах, связывает трещины до 0,3 мм. Ремонтируемый участок должен быть прочным, очищенным от отслоившегося материала, пыли, масла и других веществ, препятствующих сцеплению. Используется в качестве праймера, покрытия-заполнителя и отделочного покрытия

Эффективность различных защитных покрытий по ряду показателей

Системы вторичной за- щиты	Наименование защитного по- крытия	Наименование показателя			
		Адгезия покрытия к бетону, МПа ГОСТ 28574-90	Водонепрони- цаемость, МПа ГОСТ 12730.5- 84	Водопогло- щение, % ГОСТ 12730.3-78	Морозостой- кость, циклы ГОСТ 10060.2-95
Эталон сравнения	Бетон без защиты		W4	4,5	150
Лакокрасочные толсто- слойные	Композиция «ВУК»	2,7	более W12	0,05	400
Лакокрасочные комбиниро- ванные системы покрытий	Силор + УТК-М	3,0	W16	0,02	450
	Консолид + ВУК	2,8	W16	0,02	450
Пропиточно- кольматирующие на орга- нополимерной основе	Силор	–	W14	0,03	Увеличивается не менее чем на 2 марки
	Консолид	–	W14	0,03	
Пропиточно- кольматирующие на цементно-полимерной основе	Кальмафлекс	2,0	W12 - 15	0,35	
	Акватрон		W12		
	Гидротэкс		W10		
	Пенетрон		W12		250

П.18.2. Характеристики материалов для защиты стали от коррозии**Характеристики лакокрасочных покрытий для защиты от коррозии стали**

Таблица П.18.6

Варианты систем лакокрасочных покрытий для барьерной защиты стали от коррозии

Условия эксплуатации конструкций		Степень агрессивного воздействия среды	Системы лакокрасочных покрытий		Общая толщина системных покрытий, мкм
			Грунтовочные слои (основа)	Покрывные слои (два слоя покрытия для неагрессивной и слабоагрессивной среды)	
Внутри отапливаемых и неотапливаемых зданий. На открытом воздухе и под навесами		Неагрессивная	1. ГФ-021 (ГОСТ 25129-82*) + ПС* (а-к) 2. ПФ-020 (ГОСТ 18186-79*) + ПС (а-к) 3. Железный сурик на олифе (ГОСТ 8866-76) + ПС (а-ж) 4. ЭП-057 (ТУ 6-10-1117-75) + ПС (л-м)	а).Эмаль ПФ-115(ГОСТ 6465-76*) б).Эмаль ПФ-133(ГОСТ 926-82*) в).Эмаль ПФ-188(ГОСТ 24784-81*) г).Эмаль НЦ-132(ГОСТ 6631-74*) д).Лак ПФ-170(ГОСТ 15907-70*) е).Краски масляные для внутренних работ (ГОСТ 695-77*) ж).Краски масляные для наружных работ (ГОСТ 8292-85*) з).Эмаль ХВ-113(ГОСТ 18374-79*) и).Эмаль ХВ-110(ГОСТ 18374-79*) к).Эмаль ХС-119(ГОСТ 21824-76*) л).Эмаль ЭП-575(ТУ 6-10-1634-77) м).ЭмальЭП-1155(ТУ6-10-1504-75)	Не нормируется
Внутри отапливаемых и неотапливаемых зданий	Помещения с газами группы А или малорастворимыми солями и пылью	Слабоагрессивная			55
На открытом воздухе и под навесами		Слабоагрессивная			55

*ПС – покрывные слои

Характеристики материалов для защиты от коррозии стали методом холодного цинкования (протекторная защита стали) (по данным ООО «Защита металлов»)

Покрyтия анодные по отношению к стали и обеспечивающие ее катодную защиту:

ЦИНОТАН (ТУ 2312-017-12288779-2003) – одноупаковочная антикоррозионная композиция на основе полиуретанового лака и высокодисперсного порошка цинка.

ЦВЭС (ТУ 2312-004-12288779-99) – двухупаковочная антикоррозионная композиция на основе этилсиликатного связующего и высокодисперсного порошка цинка.

Неустойчиво в спиртах и ряде органических растворителей.

ЦИНОЛ (ТУ 2313-012-12288779-99) – одноупаковочная антикоррозионная композиция на основе высокомолекулярного термопластичного полимера и высокодисперсного порошка цинка. Покрyтие неустойчиво в бензине и ряде органических растворителей.

ЦИНЭП (ТУ 2312-022-12288779-00) – двухупаковочная антикоррозионная грунтовка на основе эпоксидной смолы и высокодисперсного порошка цинка. Компонент А (основа) – суспензия высокодисперсного порошка цинка в растворе эпоксидной смолы, компонент Б - полиамидный отвердитель. Соотношение компонента А к компоненту Б составляет 100:8 массовых частей.

ФЕРРОТАН (ТУ 2312-036-12288779-2003) – одноупаковочная композиция на основе полиуретанового лака, в качестве антикоррозионного пигмента содержит «железную слюдку».

Все композиции используются:

- в качестве самостоятельного покрытия;
- в качестве грунтовки под покрывные материалы в комплексных системах защиты;
- для ремонта цинковых металлических покрытий.

Все композиции предназначены для защиты от коррозии металлических конструкций, эксплуатируемых:

- в атмосферных условиях всех макроклиматических районов, типов и категорий размещения по ГОСТ 15150-69, в том числе в сильнозагрязненной промышленной атмосфере;
- в морской и пресной воде, в водных растворах солей, кислот и щелочей;
- в нефти и нефтепродуктах.

Композиция марки ЦВЭС может использоваться в практике холодного и горячего хозяйственно-питьевого водоснабжения, в том числе в питьевой воде.

Таблица П.18.7

**Основные характеристики антикоррозионных материалов и покрытий
(протекторная защита стали)**

Основные характеристики	ЦИНКНАПОЛНЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ				ФЕРРОТАН
	ЦВЭС	ЦИНОЛ	ЦИНОТАН	ЦИНЭП	
1	2	3	4	5	6
Тип пленкообразующего вещества	Модифицированное этил-силикатное связующее	Термопластичный полимер	Полиуретановый лак, отверждаемый влажной влагой воздуха	Эпоксидная смола	Полиуретановый лак, отверждаемый влажной влагой воздуха
Расход на 1 слой покрытия, г/м ²	130–200	200–320	200–290	200–300	220–280
Толщина 1 слоя сухого покрытия, мкм	20–30	30–50	40–60	40–60	80–100

1	2	3	4	5	6
Массовая доля металлического цинка в сухом покрытии, %	89–91	95–96	83, не менее	85, не менее	–
Термостойкость покрытия (длительно), °С	150	150	150	150	150
Жидкие среды, pH	6–9	6–9	4–11	5–9	2–12

Таблица П.18.8

Основные характеристики покрывных эмалей и покрытий

Основные характеристики	ПОЛИТОН-УР	ПОЛИТОН-АК	АЛЮМИНИЙ НАПОЛНЕННЫЕ КОМПОЗИЦИИ		Лак ПУЛАК
			АЛПОЛ	АЛЮМОТАН	
Тип плёнообразующего вещества	Полиуретановый лак, отверждаемый влагой воздуха	Акриловое	Полимерное связующее	Полиуретановый лак, отверждаемый влагой воздуха	Полиуретановый лак, отверждаемый влагой воздуха
Цвет покрытия	Колеровка по Temacolor	Колеровка по Monicolor	Серебристо-серое	Серебристо-серое	Прозрачное гляцевое желтоватое
Расход на 1 слой покрытия, г/м ²	80–170	120–180	130–250	45–90	65–140
Толщина 1 слоя сухого покрытия, мкм	30–70	40–60	20–40	15–30	40–80
Термостойкость покрытия, °С	150	120	150	150	150
Жидкие среды, pH	2–12	–	6–9	2–9	2–12

Таблица П.18.9

Варианты систем покрытий для протекторной защиты стали от коррозии

Условия эксплуатации конструкций		Степень агрессивного воздействия среды	Марка цинкнаполненной композиции для грунтовочных слоев (основа)	Толщина грунтовочных слоев, мкм	Марка лакокрасочного материала для покрывных слоев	Общая толщина системы покрытий, мкм
Внутри отапливаемых и неотапливаемых зданий	Помещения с газами группы А, мало-раствор. солями и пылью	Слабоагрессивная	ЦИНОТАН, ЦВЭС, ЦИНОЛ	80	–	80
			ЦИНОТАН	40	ПОЛИТОН-УР	100–160
			ЦВЭС	60–80	ПОЛИТОН-УР	140–160
			ЦИНОЛ	40	ПОЛИТОН-АК	100–160
			ЦИНОЛ	40	АЛПОЛ	80–100
На открытом воздухе и под навесами	Газы группы А или мало-растворимые соли и пыль	Слабоагрессивная	ЦИНОТАН, ЦВЭС, ЦИНОЛ	80	–	80
			ЦИНОТАН	40	ПОЛИТОН-УР	100–160
			ЦВЭС	60–80	ПОЛИТОН-УР	140–160
			ЦИНОЛ	40	ПОЛИТОН-АК	100–160
			ЦИНОЛ	40	АЛПОЛ	80–100

Характеристики и марки материалов для огнезащиты стальных конструкций

Наименование огнезащитного состава	Область применения	Огнезащитная эффективность	Толщина слоя, мм Плотность, кг/м ³ Расход, кг/м ² Цвет	Подготовка поверхности Способ нанесения
1	2	3	4	5
Огнезащитные краски				
1. ФайзфлексTM Крилак , (ТУ 2317-019-40366225-00) Краска огнезащитная на акрилатной основе, образующая изолирующий пенистый слой при высоких температурах	Применяется для защиты металлических огрунтованных конструкций, эксплуатируемых внутри помещения, при нанесении покрывных эмалей возможна эксплуатация снаружи. Окраску рекомендуется производить на смонтированных конструкциях. Срок эксплуатации покрытия > 15 лет	Отвечает требованиям четвертой группы огнезащитной эффективности с пределом огнестойкости R 45 (НПБ 236-97)	0,70 1300 1,20 Белый	Пыль и грязь удаляются, при помощи влажной ветоши, жировые и масляные пятна удаляются при помощи растворителя или растворов моющих средств. Краска наносится методом безвоздушного распыления, кистью и валиком. Время высыхания при 20 °С и влажности воздуха 80%: от пыли – 1–2 часа, до отлипа – 16 часов. По покрытию необходимо нанесение финишного слоя эмали
2. УНИКУМ (ТУ 2316-027-40366225-01) Водоразбавляемая противопожарная краска, образующая вспучивающийся изолирующий пенистый слой при высоких температурах	Применяется для защиты металлических огрунтованных конструкций, эксплуатируемых внутри помещения, при нанесении покрывной (отделочной) краски возможна эксплуатация снаружи. Окраску рекомендуется производить на смонтированных конструкциях. Срок эксплуатации покрытия > 15 лет	Отвечает требованиям четвертой группы огнезащитной эффективности с пределом огнестойкости R 45 (НПБ 236-97) Повышает предел огнестойкости металлических конструкций до 60 минут	1,3 1250±50 2,15 Белый	Поверхность должна быть покрыта грунтом «ГФ-021» или любым другим грунтом. Пыль и грязь удаляются при помощи влажной ветоши, жировые и масляные пятна удаляются при помощи растворителя или растворов моющих средств. Поверхность должна быть сухой. Краска наносится безвоздушным распылением, кистью и валиком. Разбавляется водой. Сушка покрытия – 1–2 суток. По покрытию УНИКУМ наносится слой покрывной эмали

1	2	3	4	5
3. ДЖОКЕР-М (ТУ 2316-004-58693309-04) Краска огнезащитная «Джокер-М» представляет собой суспензию из термостойких газообразующих и пенообразующих наполнителей с неорганическими добавками в дисперсии полиакрилатов. При высоких температурах краска вспучивается, образует изолирующий пенный слой	Покрытие применяется для защиты несущих металлических <i>огрунтованных</i> конструкций. Для эксплуатации покрытия в условиях открытой атмосферы необходимо наносить декоративный гидроизолирующий слой. Краска огнезащитная «Джокер-М» полностью сохраняет конфигурацию обрабатываемой поверхности, экологически безопасна, пожаровзрывобезопасна. Срок эксплуатации > 15 лет	Краска отвечает требованиям третьей группы огнезащитной эффективности с пределом огнестойкости - R 60 (НПБ 236-97)	1,5 1300 2,25 Белый	При необходимости проводится ремонт антикоррозионного покрытия. В качестве грунтовки возможно применение глифталевого грунта ГФ-021. Пыль и грязь удаляются, жировые и масляные пятна удаляются при помощи растворителя или растворов моющих средств. Краска наносится методами безвоздушного распыления, кистью и валиком. Огнезащитная краска наносится послойно, за несколько приемов. Расход краски при нанесении одного слоя – 500–800 г/м². Окончательная сушка – 1–4 суток. Количество слоев нанесения огнезащитной краски рассчитывается исходя из требуемой толщины покрытия.
Огнезащитные покрытия и штукатурки				
4. ФАЙ-РЕКС-400 (ТУ 2316-004-40366225-98) Огнезащитный состав на неорганическом связующем, образующий при повышении температуры более 120 °С пористый теплоизолирующий слой.	Применяется для защиты металлических <i>неогрунтованных</i> конструкций, эксплуатируемых внутри помещения. Окраску рекомендуется производить на смонтированных конструкциях. Срок эксплуатации покрытия – 15 лет	Отвечает требованиям третьей группы огнезащитной эффективности с пределом огнестойкости R 60 (НПБ 236-97)	11,5 1300 18 От темно-серого до кирпично-серого	С поверхностей удалить посторонние включения. Соли и прочие водорастворимые загрязнения, жировые и масляные пятна смыть щелочью или растворителями. Удалить ржавчину механической очисткой. Поверхность должна быть сухой. Наносится кистью, валиком, распылением. Разбавление не требуется. Можно нанести эмали на органической основе толщиной 50–70 мкм. Сушка покрытия – 3 суток
5. ОФП-НВ «ЭСКАЛИ-БУР» (ТУ 5762-018-40366225-00) Огнезащитное теплоизоляционное	Покрытие применяется для защиты несущих металлических конструкций. Для эксплуатации покрытия в условиях открытой	Отвечает требованиям первой группы огнезащитной эффективности с пределом огнестойкости R 150 (НПБ 236-97) Повышает предел	45 350 11,25 Не нормируется	Поверхности перед нанесением состава должны быть очищены от грязи, жировых (масляных) пятен. Покрытие наносится с применением высокопроизводительных машин для

1	2	3	4	5
покрытие на основе гранулированного минерального волокна и неорганического вяжущего (портландцемент). Выдерживает вибрацию, не растрескивается и не отслаивается. Не содержит асбеста	атмосферы необходимо наносить декоративный гидроизолирующий слой. Срок эксплуатации неограничен	огнестойкости металлических конструкций до 4 часов (ГОСТ 30247.0-94)	-	сухого торкретирования. В качестве связующего используется вода. Для повышения адгезии наносят слой полимера. Толщина слоя принимается в соответствии с требуемым пределом огнестойкости достигается за один проход. Допускается нанесение эмали толщиной 50–70 мкм после предварительного заглаживания покрытия.
6. МОНОЛИТ МІ (ТУ 5745-049-40366225-03) Штукатурный огнезащитный состав «Монолит МІ» – смесь неорганических материалов и цементного вяжущего. Не содержит асбеста	Применяется на всех объектах промышленного и гражданского строительства, в том числе конструкций мостов и сооружений транспортного строительства. Покрытие не изменяет внешнего вида, не растрескивается и не отслаивается от поверхности защищаемой конструкции, выдерживает небольшие деформации, удары и другие динамические нагрузки, устойчиво к механической очистке, действию агрессивных веществ и специальным обработкам. Срок службы > 50 лет	Огнезащитная система Монолит МІ обеспечивает I группу огнезащитной эффективности с пределом огнестойкости R 150 (НПБ 236-97)	29 460– 550 4,6 – 5,5 при тол- щине слоя 10 мм. Се- рый	Металлические конструкции должны быть покрыты грунтом «ГФ-021» или любым другим. Огрунтованные металлические конструкции должны быть сухими, чистыми. При необходимости поверхность перед нанесением должна быть очищена от пыли и грязи, от жировых и масляных пятен – растворителем или раствором моющих средств. Соотношение МОНОЛИТ МІ :вода при затворении составляет 1:1. Покрытие наносится на поверхности штукатурными агрегатами или вручную. Поверхность после нанесения может заглаживаться и окрашиваться фасадными красками. Толщина слоя, наносимого за один проход, не более 10 мм. Время межслойной сушки 2–6 часов

П.18.4. ЗАЩИТА ДРЕВЕСИНЫ ОТ БИОПОРАЖЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЕ ОГНЕСТОЙКОСТИ

«**СЕНЕЖ**» (экобио), Россия. Защита деревянных конструкций от гниения, плесени, синевы и древоточцев в условиях гигроскопического и конденсационного увлажнения без контакта с грунтом, воздействия атмосферной или почвенной влаги. Хорошо проникает в древесину. Останавливает уже начавшееся поражение. Не изменяет цвет и текстуру. Колеровка – водными морилками. Подавляет плесень на кладке, штукатурке, бетоне. Средний срок биозащиты 30 - 35 лет (VII кл. по ГОСТ 20022.2).

«**СЕНЕЖ**» – Усиленная защита деревянных конструкций от гниения, плесени, синевы и древоточцев в особо тяжелых условиях эксплуатации при активном воздействии атмосферной

или почвенной влаги, при контакте с грунтом. Трудновымываем. Придает фисташковый оттенок. Высокоэффективен против домовых грибов. Образует трехуровневую защитную оболочку. Средний срок биозащиты 30 - 35 лет (IX кл. по ГОСТ 20022.2).

«**СЕНЕЖ**» (*огнебио*) – защита деревянных конструкций от возгорания, распространения пламени и биоразрушения в условиях гигроскопического и конденсационного увлажнения без контакта с грунтом, воздействия атмосферных осадков или почвенной влаги. II группа огнезащитной эффективности по НПБ 251-98, ГОСТ 16363. Переводит древесину в группу Г1 – слабогорючий и группу В1 – трудновоспламеняемый материал. Улучшенные экологические характеристики. Не изменяет цвет, сохраняет текстуру. Колеровка – водными морилками. Средний срок биозащиты 20 лет (I кл. по ГОСТ 20022.2).

«**СЕНЕЖ**» (*Ультра*) – Защита деревянных конструкций от гниения, плесени, синевы и древоточцев при воздействии атмосферной или почвенной влаги, при контакте с грунтом. Придает фисташковый оттенок. Трудновымываем, не требуется окраски. Хорошо проникает в древесину. Сохраняет текстуру. Средний срок биозащиты 30 - 35 лет (VII кл. по ГОСТ 20022.2).

«**СЕНЕЖ**» (*БИО*) – усиленная защита от гниения, плесени, синевы и древоточцев деревянных конструкций, контактирующих с человеком и животными в тяжелых условиях увлажнения, воздействия атмосферной или почвенной влаги, контакте с грунтом, органическими отходами. Трудновымываем. Придает светло-зеленый оттенок. Высокоэффективен против домовых грибов. Образует трехуровневую защитную оболочку. Средний срок биозащиты 30 - 35 лет (IX кл. по ГОСТ 20022.2).

КСД – огнебиозащитная пропитка древесины на водной основе «Рогнеда», Россия. Для наружного и внутреннего применения – огнезащита древесины и материалов на ее основе. Применяется также для защиты деревянных конструкций от гниения и воздействия биоразрушителей, появления синевы.

ДРЕВЕСНЫЙ ЛЕКАРЬ, Россия. Антисептик, обеспечивающий полную биологическую защиту. Бывает четырех видов (марок):

- **ДРЕВЕСНЫЙ ЛЕКАРЬ-1**: для профилактической обработки;
- **ДРЕВЕСНЫЙ ЛЕКАРЬ-2**: для обработки зараженной древесины;
- **ДРЕВЕСНЫЙ ЛЕКАРЬ-3**: для уничтожения гнили на древесине;
- **ДРЕВЕСНЫЙ ЛЕКАРЬ-4**: для предохранения от насекомых.

PINOTEX CLASSIC – (антисептик на алкидной основе) «Sadolin», Финляндия. Для наружных и внутренних работ: стены, двери, окна, полы, заборы, причалы и другой древесный материал.

АКВАТЕКС – (защитное текстурное покрытие древесины на алкидной основе) «Рогнеда», Россия. Для наружных и внутренних работ – декоративно-защитная обработка фасадов, окон, дверей, полов, мебели, перил, лестниц и прочих поверхностей, выполненных из дерева.

СОТЕКС – защитное текстурное покрытие для древесины на алкидной основе «Рогнеда», Россия. Для наружных и внутренних работ. Применяется для декоративной отделки под ценные породы дерева, защиты от всех видов воздействий и биоразрушителей.

Антисептики марки «**БАРЬЕР**», Россия. Для наружного и внутреннего применения - для защиты деревянных конструкций от гниения и воздействия биоразрушителей.

Антисептики для наружных работ «**WOODOXIL-FONDO**» (Испания) – бесцветные, на синтетических смолах, дают защиту от грибов и результатов их жизнедеятельности (синевы и гниения древесины). Обеспечивают прилипание следующих слоев, регулируют влажность дерева, паропроницаемы.

Огнезащитное покрытие «Файрекс-200». Разработано ГУП «ЦНИИСК им. Кучеренко» совместно с НПО «Ассоциация Крилак». Переводит древесину и материалы на ее основе в группу Г1 (слабогорючие) по [2].

Огнезащитный пропиточный состав «КЛОД-01». Разработано ГУП «ЦНИИСК им. Кучеренко» совместно с НПО «Ассоциация Крилак». Переводит древесину в группу Г1 (слабогорючие) по [2].

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ, УСИЛЕНИИ, ВОССТАНОВЛЕНИИ И РЕМОНТЕ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

1. *Авария* – полное или частичное обрушение (разрушение) здания, сооружения, его части или отдельных конструктивных элементов или такая их деформация, которая вызывает либо полную остановку производственного процесса, либо создает непосредственную угрозу безопасности людей.
2. *Аварийное состояние* – категория технического состояния конструкции или здания в целом, характеризующаяся повреждениями и деформациями, свидетельствующими об исчерпании несущей способности и опасности обрушения (необходимо проведение срочных противоаварийных мероприятий).
3. *Безопасность продукции*, процессов производства, эксплуатации (далее – безопасность) – состояние, при котором отсутствует недопустимый риск, связанный с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни или здоровью животных и растений.
4. *Вмятина* – выпучивание, имеющее локальный характер.
5. *Воздействия* – нагрузки, изменение температуры, влияние на строительный объект окружающей среды, действие ветра, осадка оснований, смещение опор, деградация свойств материалов во времени и другие эффекты, вызывающие изменение напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. При проведении расчетов воздействия допускается задавать как эквивалентные нагрузки.
6. *Воздухопроницаемость ограждающей конструкции* (G , кг/(м²·ч)) – свойство ограждающей конструкции пропускать воздух под действием разности давлений на наружной и внутренней поверхностях, численно выраженное массовым потоком воздуха через единицу площади поверхности ограждающей конструкции в единицу времени при постоянной разности давлений воздуха на ее поверхностях.
7. *Восстановление* – комплекс мероприятий, обеспечивающих повышение эксплуатационных качеств конструкций, пришедших в ограниченно работоспособное состояние, до уровня их первоначального состояния.
8. *Выборка* – группа конструктивных элементов, выбранная определенным образом из общего числа однотипных, для определения какого-либо параметра технического состояния конструкции на основе результатов ее освидетельствования.
9. *Выпучивание* – искривление плоских частей конструкции, имеющее пространственный характер.
10. *Выборочный контроль* – специальный вид контроля, при котором оценка параметров технического состояния производится на основе освидетельствования ограниченной группы элементов (конструкций) из общего числа однотипных.
11. *Выборочное обследование* – обследование отдельных, наиболее ответственных элементов конструкции, находящихся в самых неблагоприятных условиях и определяющих в основном техническое состояние конструкции (здания, сооружения).
12. *Гармонизированные стандарты (нормативные документы)* – стандарты на один и тот же объект, утвержденные различными органами по стандартизации и обеспечивающие взаимозаменяемость продукции, процессов и услуг и взаимное понимание результатов испытаний или информации. Гармонизированные стандарты могут иметь различия в форме представления или даже в содержании.

13. *Горение* – экзотермическая реакция окисления вещества, сопровождающаяся, по крайней мере одним из трех факторов: пламенем, свечением, выделением дыма.
14. *Диагностика* – установление и изучение признаков, характеризующих состояние строительных конструкций зданий и сооружений для определения возможных отклонений и предотвращения нарушений нормального режима их эксплуатации.
15. *Деградация свойств материала во времени* – постепенное понижение уровня эксплуатационных свойств, процесс их изменения в сторону ухудшения при эксплуатации.
16. *Дефект* – отклонение качества, формы и фактических размеров элементов, конструкций и узлов соединений от требований нормативных документов или проекта, возникающие на стадии изготовления, транспортировки и монтажа.
17. *Деформация здания (сооружения)* – изменение формы и размеров, а также положения в пространстве (осадка, сдвиг, крен и т.д.) здания или сооружения под влиянием различных нагрузок или воздействий.
18. *Деформация конструкции* – изменение формы и (или) размеров конструкции или ее части под действием нагрузок или воздействий.
19. *Деформация остаточная* – часть деформации, не исчезающая после устранения нагрузок или воздействия, вызвавших ее.
20. *Деформация пластическая* – остаточная деформация, происходящая без нарушения сплошности материала.
21. *Деформация упругая* – деформация, полностью исчезающая после устранения вызвавшей ее причины.
22. *Долговечность* – свойство объекта сохранять физико-механические свойства, учитываемые при проектировании и обеспечивающие его нормальную эксплуатацию в течение расчетного срока службы при установленной системе технического обслуживания.
23. *Допустимое отклонение (дефект, повреждение)* – отклонение, при наличии которого конструкция сохраняет работоспособность.
24. *Ендова (разжелобок)* – пространство между двумя скатами крыши, образующими входящий угол.
25. *Здание* – строительная система, состоящая из несущих и ограждающих конструкций (или совмещающая несущие и ограждающие функции), образующих замкнутый объем, включающий в себя помещения для проживания и (или) деятельности людей, размещения производств, хранения продукции или содержания животных и эксплуатацию технологического оборудования.
26. *Зона (производственного здания, сооружения)* – ограниченная в пространстве территория, часть производственного здания или сооружения, характеризующаяся определенными едиными признаками (комбинацией нагрузок и воздействий, условий внешней среды и т.д.).
27. *Зонирование* – комплекс работ по разделению производственного здания (сооружения) на зоны в зависимости от условий работы строительных конструкций.
28. *Инженерное оборудование здания* – система приборов, аппаратов, машин и коммуникаций, обеспечивающая подачу и отвод жидкостей, газов, электроэнергии (водопроводное, газопроводное, отопительное, электрическое, канализационное, вентиляционное оборудование).
29. *Инфильтрация* – перемещение воздуха через материал и неплотности ограждающих конструкций вследствие ветрового и теплового напоров, формируемых разностью температур и перепадом давления воздуха снаружи и внутри помещений.
30. *Исправное состояние конструкции* – категория технического состояния конструкции или здания в целом, при котором все ее нормируемые свойства и параметры

- удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов и проектной документации (отсутствуют дефекты и повреждения, влияющие на снижение несущей способности и эксплуатационной пригодности).
31. *Испытание конструкции* – экспериментальное определение изменения характеристик конструкции под действием специально создаваемых (опытных) нагрузок или воздействий.
 32. *Истирание* – ослабление поперечного сечения элемента, вызванное трением другого элемента или сыпучего материала.
 33. *Каркас здания (сооружения)* – стержневая система, воспринимающая усилия от нагрузок и воздействий и обеспечивающая прочность и устойчивость зданий (сооружений) во время эксплуатации.
 34. *Капитальный ремонт* – комплекс мероприятий и работ, выполняемый с целью устранения физического и морального износа, восстановления исправного или работоспособного состояния конструкций, включая их усиление или замену, а также замену систем инженерного оборудования, и не предусматривающий изменение основных технико-экономических показателей здания.
 35. *Конструктивная система* – совокупность взаимосвязанных строительных конструкций и основания.
 36. *Конструкция плоскостная* – конструкция, способная воспринимать нагрузку, действующую только в одной определенной плоскости.
 37. *Конструкция пространственная* – конструкция, способная воспринимать систему сил, не лежащих в одной плоскости.
 38. *Контроль (надзор) за соблюдением требований технических регламентов* – проверка выполнения юридическим лицом или индивидуальным предпринимателем требований технических регламентов к продукции или к связанным с ними процессам проектирования (включая изыскания), производства, строительства, монтажа, наладки, эксплуатации, хранения, перевозки, реализации и утилизации и принятие мер по результатам проверки
 39. *Контроль технического состояния* – система надзора за техническим состоянием конструкций в период их эксплуатации, имеющая целью поддержание их в работоспособном состоянии и являющаяся составной частью технической эксплуатации конструкций.
 40. *Коробление* – чередующиеся разнонаправленные выпучивания плоских частей конструкции.
 41. *Коэффициент паропроницаемости материала* (μ , мг/(м·ч·Па)) – величина, равная плотности стационарного потока водяного пара, проходящего в изотермических условиях через слой материала толщиной в один метр в единицу времени при разности парциального давления в один паскаль.
 42. *Коэффициент теплопроводности материала* (λ , Вт/(м·°C)) – величина, численно равная плотности теплового потока, проходящего в изотермических условиях через слой материала толщиной в 1 м при разности температур на его поверхностях один градус Цельсия.
 43. *Критерии оценки* – установленное проектом или нормативным документом количественное или качественное значение параметра, характеризующего прочность, деформативность и другие нормируемые характеристики строительной конструкции.
 44. *Лоджия* – встроенное или пристроенное, открытое во внешнее пространство, огражденное с трех сторон стенами (с двух – при угловом расположении) помещение с глубиной, ограниченной требованиями естественной освещенности помещения, к наружной стене которого она примыкает. Может быть остекленной.

45. *Микроклимат помещения* – состояние внутренней среды помещения, оказывающее воздействие на человека, характеризуемое показателями температуры воздуха и ограждающих конструкций, влажностью и подвижностью воздуха (по ГОСТ 30494).
46. *Модернизация* – частный случай реконструкции, предусматривающий изменение и обновление объемно-планировочного и архитектурного решений зданий и его морально устаревшего инженерного оборудования в соответствии с требованиями, предъявляемыми действующими нормами к эстетике условий проживания и эксплуатационным параметрам жилых домов и производственных зданий.
47. *Нагрузки* – внешние механические силы (вес конструкций, оборудования, снегоотложений, людей и т.п.), действующие на строительные конструкции и основания.
48. *Надежность конструкции* – свойство (способность) здания или сооружения, а также их несущих и ограждающих конструкций выполнять заданные функции в течение нормативного срока эксплуатации с заданной степенью вероятности.
49. *Напряжение механическое* – мера внутренних сил отнесенных к площади поперечного сечения элемента, возникающих в элементах конструкций под влиянием нагрузок и воздействий.
50. *Натурное освидетельствование конструкций* – осмотр и обмер конструкций в натуральных условиях с применением в необходимых случаях специальных приборных методов с целью выявления отклонений, дефектов и повреждений.
51. *Неработоспособное (недопустимое) состояние конструкции* – категория технического состояния конструкции или здания в целом, характеризующаяся снижением несущей способности (имеются недопустимые дефекты и повреждения, конструкция не перешла в предельное состояние потому, что еще не реализовалось расчетное сочетание нагрузок). При неработоспособном (недопустимом) состоянии существует опасность для пребывания людей и сохранности оборудования (необходимо проведение страховочных мероприятий и усиление конструкций).
52. *Неремонтопригодное состояние конструкции* – такое неработоспособное техническое состояние конструкции, при котором восстановление ее эксплуатационных характеристик либо технически невозможно, либо экономически нецелесообразно.
53. *Норма* – положение, устанавливающее количественные или качественные критерии, которые должны быть удовлетворены.
54. *Нормальная эксплуатация* – эксплуатация строительного объекта в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими и бытовыми условиями, а также с предусмотренным техническим обслуживанием без капитального ремонта и реконструкции.
55. *Нормативный документ* – документ, устанавливающий правила, общие принципы или характеристики, касающиеся определенных видов деятельности или их результатов, и доступный широкому кругу потребителей. Термин «нормативный документ» в Системе нормативных документов в строительстве охватывает такие понятия, как строительные нормы и правила (СНиП), свод правил (СП), территориальные строительные нормы (ТСН), стандарт (СТ).
56. *Нормативный срок эксплуатации* – устанавливаемый нормативными документами срок, в течение которого конструкция должна сохранять работоспособность.
57. *Нормативный уровень технического состояния* – категория технического состояния, при котором количественное и качественное значение параметров всех критериев оценки технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений соответствуют требованиям нормативных документов (СНиП, ГОСТ, СП, ТУ, ТСН).

58. *Нормальная эксплуатация здания (сооружения)* – эксплуатация здания (сооружения) с проведением мероприятий по поддержанию конструкций в работоспособном состоянии.
59. *Несущие конструкции* – строительные конструкции, воспринимающие эксплуатационные нагрузки и воздействия и обеспечивающие пространственную устойчивость здания.
60. *Обеспеченность*:
- а) для переменных случайных параметров (например, нагрузки), для которых неблагоприятно превышение какого-либо значения, – вероятность непревышения этого значения;
 - б) для переменных случайных параметров (например, характеристики материалов), для которых неблагоприятно занижение какого-либо значения, – вероятность его незанижения.
61. *Образец (материал)* – изделие, вид, размеры и форма которого соответствуют стандарту, предназначенное для проведения испытаний и анализа с целью определения характеристик материала.
62. *Обследование конструкций* – комплекс работ по определению и оценке фактических значений контролируемых параметров, характеризующих эксплуатационное состояние, пригодность и работоспособность объектов обследования и определяющих возможность их дальнейшей эксплуатации или необходимость восстановления и усиления.
63. *Огнезащитная обработка строительной конструкции* – пропитка, облицовка или нанесение защитного покрытия на конструкцию с целью повышения огнестойкости и (или) снижения пожарной опасности.
64. *Огнестойкость конструкции* – способность конструкции сохранять несущие и (или) ограждающие функции в условиях пожара.
65. *Ограниченно работоспособное состояние конструкции* – категория технического состояния конструкции, при которой имеются дефекты и повреждения, приведшие к некоторому снижению несущей способности, но отсутствует опасность внезапного разрушения, и функционирование конструкций возможно при контроле ее состояния, продолжительности и условий эксплуатации (ограничение нагрузки и режима эксплуатации).
66. *Ослабление* – отклонение в форме и размерах поперечного сечения, связанное с уменьшением его площади.
67. *Основание* – часть массива грунта, воспринимающая воздействия, передаваемые через фундамент.
68. *Отказ* – событие, заключающееся в нарушении работоспособного состояния элемента, узла, а также конструкции, здания или сооружения в целом.
69. *Отклонение* – несоответствие фактического значения любого из параметров технического состояния конструкции требованиям норм, проектной документации и требованиям обеспечения технологического процесса.
70. *Относительная влажность воздуха* ($\phi, \%$) – отношение парциального давления водяного пара, содержащегося в воздухе при данной температуре, к давлению насыщенного водяного пара при той же температуре.
71. *Относительная массовая влажность материала* ($w, \%$) – процентное отношение массы влаги к массе материала в сухом состоянии.
72. *Оценка технического состояния конструкции* (техническое диагностирование) – процесс количественного определения технических параметров конструкции с выявлением мест, вида, количественной оценки величины и причин появления отклонений, дефектов и повреждений и их влияния на работоспособность конструкции.

73. *Переменные параметры* – используемые при расчете строительных объектов физические величины (воздействия, характеристики материалов и грунтов), значения которых изменяются в течение расчетного срока эксплуатации или имеют случайную природу.
74. *Планировочная отметка земли* – уровень земли на границе земли и отмостки здания.
75. *Плотность материала (ρ , кг/м³)* – отношение массы (свойства материала, характеризующего его инерционность и способность создавать гравитационное поле) материала к его объему.
76. *Поверочный расчет* – расчет существующей конструкции по действующим нормам проектирования с введением в расчет полученных в результате обследования или по проектной и исполнительной документации геометрических параметров конструкции, фактической прочности строительных материалов, действующих нагрузок, уточненной расчетной схемы с учетом имеющихся дефектов и повреждений.
77. *Повреждение* – отклонение качества, формы и фактических размеров элементов и конструкции от требований нормативных документов или проекта, возникшее в процессе монтажа, погрузо-разгрузочных работ и эксплуатации конструкции.
78. *Пожарная безопасность здания (сооружения, помещения, пожарного отсека)* – состояние объекта, при котором меры предупреждения пожара и противопожарной защиты соответствуют нормативным требованиям.
79. *Положение (нормативного документа)* – логическая единица содержания нормативного документа. Положения нормативных документов в строительстве подразделяются:
– по форме представления на нормы, правила и сообщения;
– по степени обязательности на обязательные, рекомендуемые и справочные;
– по содержанию на эксплуатационные, описательные и методические.
80. *Помещение* – пространство внутри здания, имеющее определенное функциональное назначение и ограниченное строительными конструкциями.
81. *Правило* – положение, описывающее действия, предназначенные для выполнения.
82. *Предел огнестойкости конструкции* – показатель огнестойкости конструкции, определяемый временем (в мин) от начала огневого испытания при стандартном температурном режиме до наступления одного из нормируемых для данной конструкции предельных состояний по огнестойкости.
83. *Предельное отклонение* – наибольшее отклонение параметра технического состояния конструкции, наличие которого приводит конструкцию в неработоспособное состояние.
84. *Предельное состояние конструкции* – техническое состояние конструкции при ее переходе из работоспособного в неработоспособное состояние.
85. *Проба* – фрагмент конструкции, отобранный из ее характерного участка, предназначенный для изготовления из него стандартных образцов с целью определения свойств материала.
86. *Прогрессирующее (лавинообразное) обрушение* – последовательное разрушение несущих строительных конструкций и основания, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей.
87. *Пространственная работа конструкции* – свойство конструкции, состоящее в том, что при действии на нее системы сил, лежащих в одной плоскости, в работу вовлекаются элементы конструкции, не находящиеся в этой плоскости.
88. *Работоспособное состояние конструкции* – категория технического состояния конструкции, при которой некоторые из численно оцениваемых контролируемых параметров не отвечают требованиям проекта, норм и стандартов, но имеющиеся нарушения требований, например по деформативности, а в железобетоне и по тре-

- щиностойкости, в данных конкретных условиях эксплуатации не приводят к нарушению работоспособности, и несущая способность конструкций, с учетом влияния имеющихся дефектов и повреждений, обеспечивается.
89. *Разгрузка конструкции (косвенное усиление)* – изменение условий эксплуатации, вида и величины нагрузки, условий взаимодействия с другими конструкциями или с внешней средой, приводящее к снижению напряжений в конструкции.
90. *Расчетная схема (модель)* – идеализированная модель конструктивной системы, используемая при проведении расчетов.
91. *Расчетные критерии предельных состояний* – количественные характеристики, определяющие условия реализации предельных состояний.
92. *Расчетный срок службы* – установленный в нормах или в задании на проектирование период использования строительного объекта по назначению с предусмотренным техническим обслуживанием без проведения капитального ремонта и реконструкции. Расчетный срок службы отсчитывается от начала эксплуатации объекта или возобновления его эксплуатации после капитального ремонта.
93. *Режим эксплуатации конструкций* – характеристика условий функционирования конструкции, отражающая величину, скорость изменения и периодичность нагрузок и воздействий, определяющих техническое состояние конструкций.
94. *Резервы несущей способности* конструкции – не учтенные при проектировании факторы, способствующие повышению ее несущей способности.
95. *Реконструкция* – комплекс строительных работ и организационно-технических мероприятий, связанных с изменением основных технико-экономических показателей (нагрузок, планировки помещений, строительного объема и общей площади здания, инженерной оснащенности) с целью изменения условий эксплуатации, максимального восполнения утраты от физического и морального износа, достижения новых целей эксплуатации здания.
96. *Ремонт* – работа, проводимая с целью восстановления и поддержания работоспособного состояния здания, сооружения, их отдельных частей и конструкций.
97. *Реставрация* – комплекс научно-производственных мероприятий, обеспечивающих восстановление утраченного архитектурно-исторического облика здания. Выполняется, как правило, по технологиям, существовавшим во время строительства реставрируемого здания.
98. *Свод правил (СП)* – документ в области стандартизации, в котором содержатся технические правила и (или) описание процессов проектирования (включая изыскания), производства, строительства, монтажа, наладки, эксплуатации, хранения, перевозки, реализации и утилизации продукции и который применяется на добровольной основе.
99. *Сертификат соответствия* – документ, удостоверяющий соответствие объекта требованиям технических регламентов, положениям стандартов, сводов правил или условиям договоров.
100. *Служба технической эксплуатации* – специальное подразделение предприятия, в функции которого входит технический надзор, содержание, планирование и проведение всех видов ремонтов строительных конструкций зданий и сооружений предприятия.
101. *Содержание строительных конструкций* – комплекс мероприятий, обеспечивающих поддержание в исправном или работоспособном состоянии строительных конструкций зданий и сооружений.
102. *Сорбционная влажность материала (w_s , %)* – равновесная относительная влажность материала в воздушной среде с постоянной относительной влажностью и температурой.

103. *Сохраняемая конструкция* – существующая конструкция, сохраняемая (с усилением или без него) в составе конструкций зданий или сооружения после реконструкции.
104. *Срок службы* – продолжительность нормальной эксплуатации строительного объекта до состояния, при котором его дальнейшая эксплуатация недопустима или нецелесообразна.
105. *Сталефибробетон* – исходный бетон (бетон-матрица), армированный равномерно распределенными в его объеме стальными фибрами.
106. *Стандарт* – документ, в котором в целях добровольного многократного использования устанавливаются характеристики продукции, правила осуществления и характеристики процессов проектирования (включая изыскания), производства, строительства, монтажа, наладки, эксплуатации, хранения, перевозки, реализации и утилизации, выполнения работ. Стандарт также может содержать правила и методы исследований (испытаний) и измерений, правила отбора образцов, требования к терминологии, упаковке, маркировке.
107. *Степень повреждения* – установленная в процентном отношении доля потери проектной несущей способности строительной конструкции.
108. *Строительная конструкция* – часть строительного сооружения, выполняющая определенные несущие, ограждающие и (или) эстетические функции.
109. *Строительное изделие* – изделие, предназначенное для применения в качестве элемента строительных конструкций, зданий и сооружений.
110. *Строительные нормы и правила (СНиП)* – нормативный документ в области строительства, принятый органом исполнительной власти и содержащий обязательные требования. Строительные нормы и правила являются частным случаем технического регламента.
111. *Строительный материал* – материал, изготовленный по определенной технологии и предназначенный для создания строительных конструкций, зданий и сооружений, систем инженерного оборудования и коммуникаций и (или) выполнения на них отделочных либо ремонтных работ, а также для изготовления строительных изделий.
112. *Текущий ремонт* – комплекс технических мероприятий и работ, выполненных с целью своевременного предохранения конструктивных элементов зданий и сооружений от преждевременного износа и поддержания их в работоспособном состоянии.
113. *Тепловая защита здания* – теплозащитные свойства совокупности наружных и внутренних ограждающих конструкций здания, обеспечивающие заданный уровень расхода тепловой энергии (теплопоступлений) здания с учетом воздухообмена помещений не выше допустимых пределов, а также их воздухопроницаемость и защиту от переувлажнения при оптимальных параметрах микроклимата его помещений.
114. *Тепловая инерция ограждающей конструкции (D)* – величина, численно равная сумме произведений термических сопротивлений отдельных слоев ограждающей конструкции на коэффициенты теплоусвоения материала этих слоев.
115. *Теплоемкость (с, кДж/°C)* – количество теплоты, переданное массе материала при повышении его температуры на один градус Цельсия.
116. *Теплопроводность* – свойство материала конструкции переносить теплоту под действием разности (градиента) температур на ее поверхностях.
117. *Теплоусвоение поверхности конструкции* – свойство поверхности ограждающей конструкции поглощать или отдавать теплоту.
118. *Термическое сопротивление слоя ограждающей конструкции (R, м²·°C/Вт)* – величина, обратная поверхностной плотности теплового потока, проходящего через слой материала ограждающей конструкции при разности температур на его поверхностях в один градус Цельсия.

119. *Терраса* – огражденная открытая площадка, пристроенная к зданию или размещаемая на кровле нижерасположенного этажа. Может иметь крышу и выход из примыкающих помещений дома.
120. *Технический надзор* – комплекс технических мероприятий, включающий систематические осмотры и обследования строительных конструкций, проверку условий их функционирования с целью своевременного выявления дефектов и повреждений, оценки степени их износа, определения объемов и видов ремонтных работ.
121. *Технический регламент* – документ, который принят международным договором Российской Федерации, ратифицированным в порядке, установленном законодательством Российской Федерации, заключенным в порядке, установленном законодательством Российской Федерации, или федеральным законом, или указом Президента Российской Федерации, или постановлением Правительства Российской Федерации, и устанавливает обязательные для применения и исполнения требования к объектам технического регулирования (продукции, в том числе зданиям, строениям и сооружениям или к связанным с требованиями к продукции процессам проектирования (включая изыскания), производства, строительства, монтажа, наладки, эксплуатации, хранения, перевозки, реализации и утилизации).
122. *Технический ресурс* конструкции – продолжительность работы конструкции от начала ее эксплуатации или от возобновления ее в результате ремонта до перехода в предельное состояние.
123. *Техническое обслуживание и текущий ремонт* – полный набор действий, осуществляемых во время расчетного срока службы строительных объектов, обеспечивающих их нормальную эксплуатацию.
124. *Технические условия* – нормативный документ, устанавливающий технические требования, которым должны удовлетворять продукция, процесс или услуга. В документе технических условий должны быть указаны процедуры, с помощью которых можно установить, соблюдены ли данные требования.
125. *Техническое перевооружение* (завода, предприятия) – массовая замена технологического оборудования с целью резкого увеличения или изменения характера выпускаемой продукции, в том числе с частичной реконструкцией существующих зданий и сооружений, обусловленная габаритами или условиями работы вновь устанавливаемого оборудования.
126. *Техническое состояние конструкции* – совокупность свойств, характеризующих соответствие конструкции требованиям норм и условиям обеспечения технологического процесса.
127. *Удельный вес материала* (γ , Н/м³) – отношение веса (силы, возникающей вследствие взаимодействия материала с гравитационным полем) материала к его объему.
128. *Узел* (конструкции, каркаса) – соединение разнородных элементов конструкции (каркаса), обладающее заданной прочностью и жесткостью.
129. *Усилия внутренние* – силы, возникающие в поперечных сечениях элементов конструкции от внешних нагрузок и воздействий (моменты, нормальные и поперечные силы и т.д.).
130. *Усиление конструкции* – увеличение несущей способности или жесткости конструкции путем изменения сечения или схемы ее работы.
131. *Усиление прямое* – усиление конструкции путем присоединения к усиливаемому элементу дополнительного усиливающего элемента.
132. *Усиление косвенное* – усиление конструкции путем введения дополнительных конструкций, не образующих с сохраняемой конструкцией единого несущего элемента, но разгружающих ее или иным образом улучшающих условия ее работы.

133. *Условия эксплуатации конструкции* – совокупность факторов, влияющих на техническое состояние конструкции в процессе ее эксплуатации.
134. *Фибровая стальная арматура (фибра)* – стальные короткие волокна, резанные из листа, фрезерованные из сляба или рубленные из проволоки, в агрегатном состоянии, определяемом технологическим регламентом их изготовления.
135. *Частные коэффициенты надежности:*
- коэффициенты надежности по нагрузке – γ_f ;
 - коэффициенты надежности по материалу – γ_m ;
 - коэффициенты условий работы – γ_c ;
 - коэффициенты надежности по ответственности сооружений – γ_n .
- учитывающие возможные неблагоприятные отклонения расчетной схемы строительного объекта от реальных условий его эксплуатации.
136. *Холодный (отопительный) период года* – период года, характеризующийся средней суточной температурой наружного воздуха, равной и ниже 10 или 8 °С в зависимости от вида здания (по ГОСТ 30494).
137. *Экспертиза объекта* – установление соответствия требованиям безопасной эксплуатации намечаемого к эксплуатации или эксплуатируемого объекта для принятия решения о возможности (или невозможности) его дальнейшего функционирования и поддержания в работоспособном состоянии.
138. *Эксплуатация здания или сооружения* – использование здания или сооружения по функциональному назначению с проведением необходимых мероприятий по сохранению состояния конструкций, при котором они способны выполнять заданные функции с параметрами, установленными требованиями технической документации.
139. *Этаж надземный* – этаж с отметкой пола помещений не ниже планировочной отметки земли.
140. *Этаж подземный* – этаж с отметкой пола помещений ниже планировочной отметки земли на всю высоту помещений.
141. *Этаж цокольный* – этаж с отметкой пола помещений ниже планировочной отметки земли на высоту не более половины высоты помещений.
142. *Этаж подвальный* – этаж с отметкой пола помещений ниже планировочной отметки земли более чем наполовину высоты помещений или первый подземный этаж.
143. *Этаж мансардный* – этаж в чердачном пространстве, фасад которого полностью или частично образован поверхностью (поверхностями) наклонной, ломаной или криволинейной крыши.
144. *Этаж технический* – этаж для размещения инженерного оборудования здания и прокладки коммуникаций, может быть расположен в нижней части здания (техническое подполье), верхней (технический чердак) или между надземными этажами. Междуетажное пространство высотой 1,8 м и менее, используемое только для прокладки коммуникаций, этажом не является.
145. *Этажность здания* – число этажей здания, включая все надземные этажи, технический и цокольный, если верх его перекрытия находится выше средней планировочной отметки земли не менее чем на 2 м.
146. *Эффект воздействия (нагрузочный эффект)* – реакция (внутренние усилия, напряжения, перемещения, деформации) строительных конструкций на действие учитываемых воздействий.

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ПО ПРОВЕДЕНИЮ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	4
1.1. Общие сведения о реконструкции зданий и основные причины, ее вызывающие. Задачи и планирование реконструкции	4
1.2. Факторы, вызывающие необходимость усиления конструкций	6
1.3. Основные данные, необходимые для проектирования реконструкции	7
1.4. Основные принципы проектирования усиления строительных конструкций. Классификация	8
2. ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	11
2.1. Восстановление гидроизоляции и влажностного режима зданий	11
2.2. Восстановление эксплуатационных качеств крыш и кровель	17
2.3. Утепление наружных ограждающих конструкций	22
2.4. Восстановление облицовки стен	31
2.5. Замена конструкций перекрытий в реконструируемых зданиях	33
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	37
3.1. Основные положения по проектированию усиления. Классификация способов усиления	37
3.2. Усиление балок	41
3.3. Усиление стропильных ферм	46
3.4. Усиление колонн и поперечника здания в целом	50
3.5. Особенности проектирования усиления и требования к технологии выполнения работ по усилению	53
3.6. Расчет усиленных стальных конструкций способом увеличения сечений	55
3.7. Присоединение элементов усиления	58
3.8. Исправление дефектов	60
3.9. Защита стальных конструкций от коррозии и повышение их огнестойкости	61
4. ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕМОНТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	66
4.1. Основные положения по проектированию усиления. Классификация способов усиления и ремонта	66
4.2. Усиление столбов, простенков и участков стен	71
4.2.1. Усиление каменных конструкций обоями	71
4.2.2. Усиление каменных конструкций железобетоном. Комплексные элементы	76
4.3. Усиление пилястр, перемычек, углов кирпичных стен, примыкания стен и опорных зон балок, плит или ферм	78
4.4. Обеспечение пространственной жесткости кирпичных зданий напряженными поясами	82
4.5. Ремонт и восстановление кирпичных конструкций	84
4.6. Устройство проемов в несущих стенах	88
4.7. Надстройка зданий при реконструкции	89
5. УСИЛЕНИЕ, ВОССТАНОВЛЕНИЕ И РЕМОНТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	93
5.1. Основные причины, приводящие к необходимости усиления и ремонта железобетонных конструкций	93
5.2. Классификация способов усиления железобетонных конструкций	94
5.3. Основные принципы проектирования усиления железобетонных конструкций ..	96
5.4. Основные положения расчета усилений железобетонных конструкций	98
5.5. Конструктивные схемы усиления железобетонных конструкций	99

5.6. Технические решения по усилению плит покрытий и перекрытий	109
5.7. Технические решения по усилению стропильных балок и ригелей перекрытий	115
5.8. Технические решения по усилению колонн	122
5.9. Технические решения по усилению стропильных ферм	130
5.10. Технические решения по усилению балконов и лестниц	132
5.11. Способы создания предварительного напряжения при усилении железобетонных конструкций	134
5.12. Восстановление защитного слоя бетона и защита железобетонных конструкций от коррозии	138
6. ВОССТАНОВЛЕНИЕ, УСИЛЕНИЕ И РЕМОНТ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	143
7. ПЕРЕУСТРОЙСТВО ОДНОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ. ПЕРЕДВИЖЕНИЕ ЗДАНИЙ	146
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	151
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	152

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1. Проектирование усиления стальной балки перекрытия методом увеличения сечения	155
Приложение 2. Проектирование усиления стальной балки перекрытия методом регулирования напряжений	165
Приложение 3. Проектирование усиления ребристой железобетонной плиты перекрытия наращиванием растянутой зоны	174
Приложение 4. Проектирование усиления пустотной железобетонной плиты перекрытия наращиванием сжатой зоны	183
Приложение 5. Проектирование предварительно напряженной шпренгельной затяжки для усиления стропильной односкатной балки покрытия	196
Приложение 6. Проектирование усиления ребристой железобетонной плиты покрытия разгружающими упругоопорными конструкциями	219
Приложение 7. Проектирование усиления стропильной балки перекрытия углепластиком	232
Приложение 8. Проектирование усиления кирпичного столба стальной обоймой	243
Приложение 9. Сортамент стального проката	253
Приложение 10. Данные для определения геометрических характеристик стальных сечений с учетом коррозии	259
Приложение 11. Материалы для стальных конструкций	260
Приложение 12. Технические характеристики железобетонных конструкций	265
Приложение 13. Расчетные характеристики бетона и арматурной стали. Переход от марки к классу бетона	273
Приложение 14. Данные для расчета кирпичных конструкций	278
Приложение 15. Характеристики углепластиков и технология усиления	280
Приложение 16. Материалы, используемые для тепловой защиты зданий и сооружений	283
Приложение 17. Материалы, используемые для гидроизоляции конструкций зданий и сооружений	286
Приложение 18. Материалы, используемые для восстановления защитного слоя бетона, защиты конструкций от коррозии и повышения огнестойкости	289
Приложение 19. Термины и определения, используемые при обследовании, усилении, восстановлении и ремонте реконструируемых зданий	301

УДК 69.059.38(07)
ББК 38.7-09я73
И 20

Рецензенты:

кафедра Промышленного и гражданского строительства Курского государственного
технического университета (заведующий кафедрой, кандидат технических наук,
доцент *С.И. Меркулов*);
доцент, директор института ЦЧРАгропромстрой *Л.В. Свиридов*

Иванов Ю.В.

Реконструкция зданий и сооружений: усиление, восстановление, ремонт / Учебное
пособие. – М.: Издательство АСВ, 2012. – 312 с.

ISBN 978-5-93093-647-6

В пособии излагаются общие сведения по реконструкции зданий и сооружений,
а также рассматриваются способы и методы усиления, восстановления и ремонта не-
сущих конструкций зданий, выполненных из металла, железобетона, кирпича и древе-
сины, рекомендации по конструированию, расчету и порядку производства работ по
усилению конструкций. Приведены примеры расчета некоторых способов усиления
строительных конструкций.

Учебное пособие написано в соответствии с программой курса «Реконструкция
зданий и сооружений» и предназначено для студентов всех форм обучения, обучаю-
щихся по специальности 290500 «Городское строительство и хозяйство» (ГСХ).

УДК 69.059.38(07)
ББК 38.7-09я73
И 20

ISBN 978-5-93093-647-6

© Иванов Ю.В., 2012
© Издательство АСВ, 2012

Учебное пособие

Юрий Викторович Иванов

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ: УСИЛЕНИЕ, ВОССТАНОВЛЕНИЕ, РЕМОНТ

Издание второе, переработанное и дополненное

Компьютерная верстка: *Т.В. Николаева*; Редактор: *Г.М. Мубаракшина*
Дизайн обложки: *Н.С. Романова*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Подписано к печати 12.12.11. Формат 70х100/16.
Бумага офс. Гарнитура Таймс. Усл. 19,5 п.л. Доп. тираж 500 экз. Заказ № 7346.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ) 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, отдел реа-
лизации – оф. 511, тел., факс: (499)183-56-83, e-mail: iasv@mgsu.ru, <http://www.iasv.ru/>

Отпечатано в ОАО «Первая Образцовая типография»,
филиал «Дом печати — ВЯТКА» в полном соответствии
с качеством предоставленных материалов
610033, г. Киров, ул. Московская, 122.
Факс: (8332) 53-53-80, 62-10-36
<http://www.gipp.kirov.ru>
e-mail: order@gipp.kirov.ru

